



TITLE:

めがねトンネルにおけるセンター
ピラーの掘削時挙動に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

Koike, Masashi

CITATION:

Koike, Masashi. めがねトンネルにおけるセンターピラーの掘削時挙動に関する研究. 京都大学, 2009, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2009-11-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k15003>

RIGHT:

めがねトンネルにおけるセンターピラーの
掘削時挙動に関する研究

小 池 真 史

目 次

第 1 章	序論	1
1.1	めがねトンネルの概要	1
1.2	センターピラーの機能	2
1.3	本論文の構成	4
第 2 章	従来の研究と本研究の展望	6
2.1	概要	6
2.2	めがねトンネルの施工方法	6
2.2.1	めがねトンネルの分類	6
2.2.2	めがねトンネルの変遷	9
2.2.3	FEM 解析に基づくめがねトンネル施工方法の比較検討	10
2.3	めがねトンネルの中間地山に着目した研究	11
2.3.1	めがねトンネルの安定性に関する模型実験	11
2.3.2	離隔のない双設トンネルに作用する土圧の算出式	13
2.3.3	センターピラーに作用する荷重の推定	14
2.3.4	FEM 解析によるピラー作用荷重の予測	18
2.4	センターピラーに関する研究	19
2.4.1	センターピラーに関する計測事例	19
2.4.2	センターピラーの補強設計	23
2.5	支保に発生する応力度に関する研究	24
2.5.1	計測事例に基づく支保応力度の分析	24
2.5.2	施工方法の違いによる支保発生応力の比較解析	26
2.6	めがねトンネルの地表面沈下に関する研究	26
2.6.1	計測事例に基づく地表面沈下の分析	26
2.6.2	地表面沈下の分布形状に関する研究	28
2.6.3	施工方法の違いによる地表面沈下量の比較解析	30
2.7	めがねトンネルの耐震性能に関する研究	31
2.8	本研究の展望	32
第 3 章	三次元解析による地盤・支保挙動に関する検討	35
3.1	概要	35
3.2	4連めがねトンネルの概要	36
3.2.1	トンネル位置	36
3.2.2	構造的特徴	36

3.2.3	地形・地質概要	37
3.2.4	地表面沈下対策	37
3.2.5	施工手順	40
3.3	解析条件	43
3.4	解析ステップ	44
3.5	解析用物性値	45
3.5.1	地盤の解析用物性値	45
3.5.2	改良地盤の解析用物性値	47
3.5.3	支保部材の解析用物性値	48
3.6	解析結果の評価手法	49
3.7	地下水の取り扱い	50
3.8	掘削に伴う変形挙動	51
3.8.1	地表面の沈下挙動	51
3.8.2	トンネル天端の沈下挙動	54
3.8.3	トンネル天端沈下と直上地表面沈下の相関関係	56
3.8.4	地表面沈下分布	57
3.8.5	ピラーコンクリートの変位	58
3.8.6	地中連続壁の変形	64
3.9	支保部材の安全性	65
3.9.1	鋼製支保工応力	65
3.9.2	吹付コンクリート応力	65
3.10	地盤の安全性	66
3.10.1	AGF 区間	66
3.10.2	地盤改良区間	66
3.11	切羽前方の安定性	74
3.12	まとめ	77
第 4 章	数値解析に基づくセンターピラーの設計	79
4.1	設計概要	79
4.1.1	ピラーコンクリートの形状設定	79
4.1.2	ピラー補強仕様の設定方針	82
4.1.3	検討フロー	82
4.2	常時検討	84
4.2.1	概説	84
4.2.2	検討断面	84
4.2.3	解析モデル	85

4.2.4	解析用物性値.....	85
4.2.5	解析ステップ.....	86
4.2.6	解析結果.....	87
4.2.7	補強仕様の決定および照査.....	91
4.3	地震時検討(施工時の耐震検討).....	94
4.3.1	概説.....	94
4.3.2	解析物性値.....	95
4.3.3	想定地震動.....	96
4.3.4	解析結果.....	98
4.3.5	ピラー天端の摩擦力を考慮した照査.....	107
4.3.6	ピラー天端の摩擦力を考慮しない照査.....	111
4.3.7	ピラーに発生する応力度の確認.....	115
4.4	三次元逐次掘削解析に基づくピラー補強仕様の妥当性確認.....	116
4.4.1	概要.....	116
4.4.2	解析結果および妥当性確認.....	116
第5章	計測結果と予測解析の比較に基づく掘削時挙動の分析.....	119
5.1	概要.....	119
5.2	地表面沈下.....	120
5.3	支保の変形挙動.....	124
5.4	支保に発生する応力.....	128
5.4.1	吹付けコンクリートおよび鋼製支保工.....	128
5.4.2	ピラー部の支保応力.....	134
5.4.3	荷重伝達.....	134
5.5	掘削時の土荷重.....	137
5.6	三次元解析の妥当性.....	140
5.7	三次元解析の再現性向上に関する検討.....	142
5.7.1	概要.....	142
5.7.2	吹付けコンクリートの剛性変化を考慮した解析.....	145
5.7.3	支保と地山間の滑りを考慮した解析.....	148
5.7.4	吹付けコンクリートの剛性変化および支保-地山間の滑りを考慮した解析.....	154
5.7.5	まとめ.....	157
第6章	センターピラーの形状に関する検討.....	159
6.1	概要.....	159
6.2	検討手法.....	160
6.2.1	模擬トンネル標準断面.....	160

6.2.2	検討ケース	161
6.2.3	解析モデル	165
6.2.4	解析ステップ	167
6.3	ピラー底盤幅に関する検討	170
6.3.1	ピラー回転角および沈下量	170
6.3.2	支保応力	174
6.3.3	地表面沈下量	181
6.3.4	ピラーの回転とピラー下部地盤の鉛直応力の関係	186
6.3.5	ピラー下部地盤の鉛直応力の発生メカニズム	198
6.4	ピラー高さに関する検討	202
6.5	ピラー壁厚に関する検討	204
6.6	まとめ	206
第 7 章	結論	209
	謝辞	214

第1章 序論

1.1 めがねトンネルの概要

市街地部における NATM トンネルは、通常の山岳地域の NATM トンネルと比較して、①未固結・低強度地山、②低土被り、③地下水処理の難しさなど、地形・地質条件が厳しいうえに、④地表面沈下、⑤交差構造物、⑥用地制約、⑦周辺環境などの制約条件が極めて厳しい場合が多く、標準設計の適用が困難な場合が多い。このような状況において、トンネルを併設して設置する場合には、相互に有害な影響を与えないよう離隔距離を確保する必要があるが、市街地のトンネルなどにおいては、土地利用上の制約等からやむを得ず双設トンネルやめがねトンネルを採用せざるを得ない場合がある。

図 1.1 に、めがねトンネルの概要を示す。一般的に、めがねトンネルは、中央導坑を掘削し、両トンネル間にセンターピラーを構築した後、本坑掘削を行うトンネルである。また、中央導坑だけでなく側壁導坑も掘削し、側壁ピラーを構築する場合もある。本坑は、一般的には先行して掘削される先進坑と、先進坑を追いかけるように掘削される後進坑に区別される。

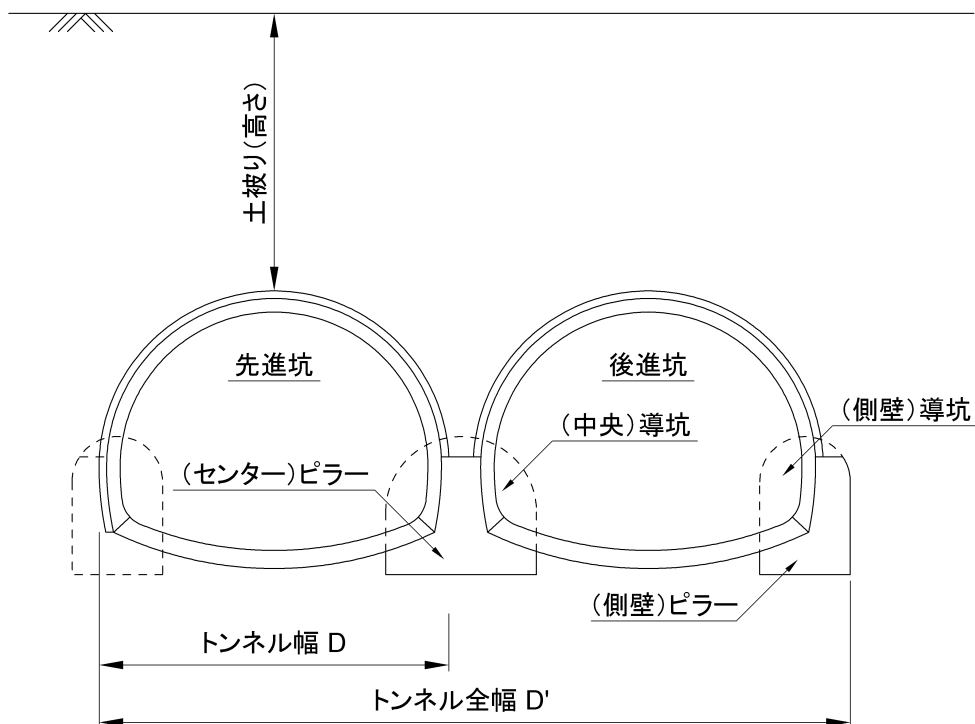


図 1.1 めがねトンネルの概要

めがねトンネルのように複数のトンネルが併設して施工される場合には、トンネル掘削（特に、後進坑掘削）による応力解放の影響により、周辺地山の応力状態が変化し、施工

中あるいは完成後のトンネルに対して新たな荷重が発生し変状などが生じる恐れがある。そのため、めがねトンネルの支保工、覆工等や補強工の設計にあたっては、トンネル相互の影響評価の検討を行い影響度合いや範囲等の予測により、トンネル構造、周辺地山状況が施工中および完成後を通じ安定性を維持出来るよう適切に設計する必要がある。また、施工中の各段階においては、トンネルの左右で変形挙動が異なる偏圧状態となることが考えられるため、これに対して支保部材の適切な補強等の検討が必要である。

めがねトンネルのセンターピラーは、各掘削作業時における周辺地山の応力再配分や、トンネル上方の地山のゆるみ荷重が集中する傾向となるため、十分な耐力を有する部材を構築する必要がある。部材設計にあたっては、FEM 解析等の数値解析により周辺地山およびトンネル挙動を把握し、作用荷重および部材発生応力を詳細に検討し、部材仕様を決定する必要がある。また、底盤部の支持地盤の地耐力を照査し、地耐力不足による沈下や回転が発生しないよう留意し、必要に応じてセンターピラーの支持幅拡大や施工手順の検討、地山の補強工等、適切な対策等について設計する必要がある。

1.2 センターピラーの機能

「ピラー (pillar)」は「柱、支柱」と日本語に訳されるように、めがねトンネルにおけるセンターピラーはトンネルが接続する箇所に集中する鉛直土荷重を下部地盤に安全に伝達する部材といえる。確かに、先進坑と後進坑の両トンネル掘削完了時の形状を見れば、センターピラーはそのような効果を期待した部材と定義して問題はないと考えられる。しかしながら、掘削途中の状態を考えると、センターピラーは鉛直方向の荷重だけではなく、トンネル掘削に伴う水平荷重に対しても抵抗する部材であると思われる。めがねトンネルは市街地部の低土被りという条件下で施工されることが多いことを勘案すると、先進坑掘削時においては、内空変位量は天端沈下量よりも小さいなり、かつ拡大する傾向があると考えられる。また、後進坑掘削時においては、既設の先進坑の影響によって偏土圧状態になるため、先進坑掘削時よりも大きな水平変位が発生する可能性がある。

図 1.2 に過去の施工実績に基づく中央導坑とセンターピラーの平均的な大きさを示す。中央導坑の断面積は、施工数量を抑え、本坑掘削前の地表面沈下を抑制するためには出来る限り小さい方が望ましいが、あまりに小さすぎると、施工機械が制限されることやピラー構築の際の作業性が落ちるなど、施工性が問題になると考えられる。

センターピラーの天端幅は 2m 程度であるのに対して、ピラー底盤幅は 2 倍程度になっている。ピラーのみに限って考えれば、ピラー底盤幅はできる限り広い方が、地耐力の確保や本坑掘削時の変形抑制に対して効果が高いと考えられる。また、ピラー天端についても、ピラー自体の耐力を確保し、本坑掘削時に破壊することを防止するためには、天端幅は広い方が有利と考えられる。

センターピラー 形状	中央導坑		センターピラー		
	幅 (m)	高さ (m)	底盤幅 (m)	上部幅 (m)	高さ (m)
対称断面形	4.8	5.4	3.7	2.1	4.5
非対称断面形	3.7	4.2	2.7	1.7	2.9

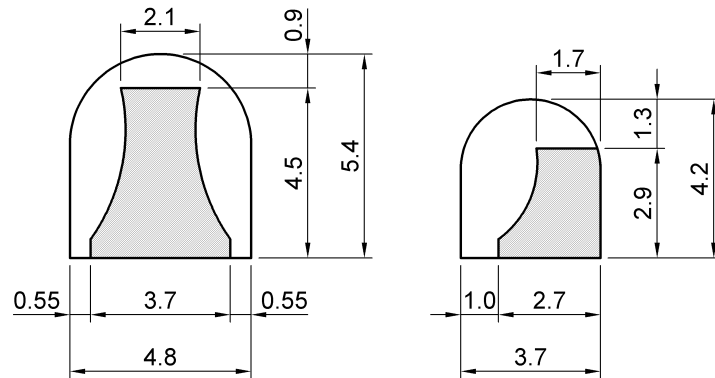


図 1.2 中央導坑とセンターピラーの平均的な大きさ¹⁾

センターピラーは、めがねトンネルの施工において非常に重要な部材である。したがって、センターピラーをどのような形状にするか、また、本坑に対してどの高さに配置するかは、ピラーの設計上非常に重要な項目であると考えられる。しかしながら、現状では、まず中央導坑の断面積が経済性および施工性を勘案して決定され、その後、導坑内部に収まるようなピラー形状が設定される傾向があり、地山状況やピラーに期待する効果に応じてピラー底盤幅や最適な形状を十分検討しているとは言い難い。

センターピラーは本坑掘削に先立って施工されるため、本坑にとって事前に設置された支保としての役割を果たす可能性があると考えられる。現在のところ、めがねトンネルの設計や掘削時挙動の予測解析は、二次元逐次解析を用いて実施されている例が大半であり、後進坑掘削の影響等により三次元的な挙動が卓越すると考えられるめがねトンネルの施工時挙動を十分に再現できているとは言えない。すなわち、センターピラーの機能についても正確な評価を行っているとは考えにくい。

そこで、本研究では、めがねトンネルの施工時挙動について、三次元解析を用いて再現性の向上を行い、その解析結果を分析することによってセンターピラーの掘削時挙動のメカニズムを解明する。さらに、地表面沈下抑制、ピラー下部地盤の安定性およびトンネル構造の安全性等に関して、センターピラーの形状との相関性について検討を行う。

1.3 本論文の構成

本論文の構成を図 1.3 に示す。

第 2 章において、めがねトンネルに関する既往の研究について述べ、センターピラーの掘削時挙動の特徴や、既往の解析的検討における問題点等を明らかにする。

第 3 章では、4 連めがねトンネルという非常に特殊なめがねトンネルを対象として、複雑な施工過程を出来る限り忠実に再現した三次元解析を実施し、地盤の安定性や支保の安全性について検討を行う。第 4 章では、数値解析に基づくセンターピラーの設計およびセンターピラー天端部の安全性に着目した地震時検討について述べる。

第 5 章では、4 連めがねトンネルの施工時の計測結果と予測解析結果とを比較することによって、主として 4 連めがねトンネルにおけるセンターピラーの挙動を分析する。また、予測解析において再現できていない挙動を抽出し、解析上の問題点について論じる。さらに、明らかとなった問題点を解決するため、支保と地盤の相互作用および吹付けコンクリートの材齢に伴う硬化を考慮した解析を実施し、三次元解析の再現性向上について検討する。

第 6 章では、第 5 章での検討の結果、再現性が向上した解析手法を用いて、めがねトンネルにおけるセンターピラーの果たす役割および掘削時挙動のメカニズムについて明らかにする。さらに、合理的かつ効果的なセンターピラーの形状について検討する。

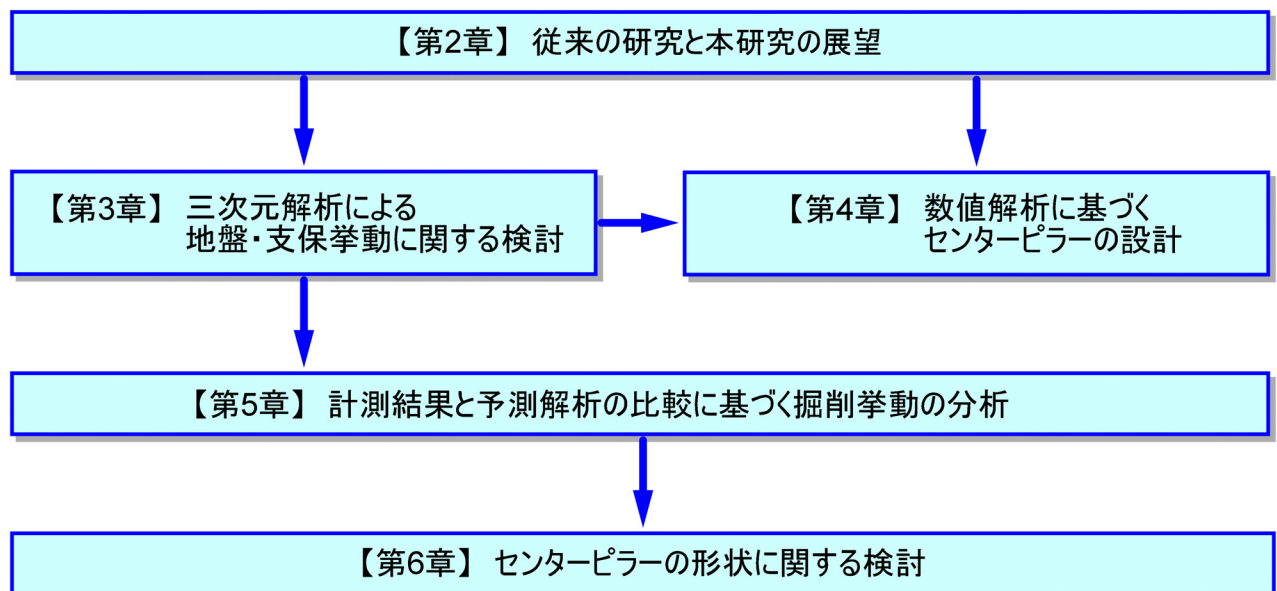


図 1.3 本論文の構成

参考文献

- 1) 土木学会：トンネル標準示方書〔山岳工法〕・同解説，pp.122-127，2006.
- 2) 土木学会：トンネル標準示方書〔山岳工法〕・同解説，pp.214-233，2006.
- 3) 青木宏一，上村正人，河原幸弘，中川浩二：わが国におけるめがねトンネルの現状，トンネル工学研究論文・報告集，第 10 巻，pp.161-166，2000.

第2章 従来の研究と本研究の展望

2.1 概要

本章では、めがねトンネルに関する既往の研究について述べ、センターピラーの掘削時挙動の特徴や、既往の解析的検討における問題点等を明らかにする。

2.2 めがねトンネルの施工方法

2.2.1 めがねトンネルの分類

めがねトンネルの施工方法には、表 2.1 に示すような 1 本導坑方式および 3 本導坑方式があり、一般的に、良好地山では 1 本導坑方式、地耐力不足が懸念される不良地山では 3 本導坑方式が採用されている。3 本導坑方式は、先進坑と後進坑の両方とも、トンネルの両脚部がピラーに支持されており、側壁導坑先進工法（サイロット工法）に類似した掘削となるため、最も地表面沈下抑制に対して効果があると考えられる。これに対して 1 本導坑方式は、先進坑と後進坑が接続する部分のみセンターピラーに支持される構造のため、3 本導坑方式よりも沈下抑制効果は小さいと考えられる。

めがねトンネルはセンターピラーの構築を行うのが一般的であるが、地質条件等によっては、表 2.1 の無導坑方式のように、導坑を無くした双設トンネルとして施工した事例もある。最近の事例では、めがねトンネルの無導坑方式をさらに細分化し、導坑を施工しないが先進坑と後進坑の支保工もしくは覆工が、ピラーまたはピラーに相当する構造で共有されているものを、無導坑方式のめがねトンネルと称し、先進坑と後進坑が互いに独立しているものを「超近設トンネル」と区別する場合もある。本研究においては、表 2.2 に示すように、「超近設トンネル」は無導坑方式のめがねトンネルの一形態と考えることとし、無導坑方式の中で先進坑と後進坑が互いに独立している構造のトンネルのことを、特別に「超近設トンネル」と呼ぶことにする。

センターピラーの断面形状は、表 2.3 に示すような、両本坑に対して左右対称な対象断面形および左右非対称な非対象断面形に分類できる。対称断面形は、先進坑と後進坑の両トンネル掘削完了時に両トンネルの支保から伝達される荷重が同等であれば、掘削完了時の安定性が高くなると考えられる。しかしながら、先進坑掘削時には、センターピラーの背面を充填せずに空洞の状態にしておくと、その影響によって地表面沈下や支保に発生する応力等が増大する可能性がある。一方、非対称断面形については、先進坑掘削時には、側壁導坑先進工法（サイロット工法）の側壁コンクリートと同様の形状となるため、センターピラー背面の空洞を充填しない対称断面形よりも、地表面沈下に関しては有利であると考えられる。しかしながら、後進坑掘削時には、後進坑支保が支持される箇所のピラー形状がいびつであるため、局所的な応力集中の可能性がある。また、後進坑覆工のセンタ

一ピラー側の形状が悪くなるため、覆工の構造的弱点になる。

めがねトンネルの覆工支持形式は、表 2.4 に示すような形式に分類できる。上部支持型は、アーチ覆工とインバートの一部をセンターピラーで代替する構造であり、脚部支持型はインバートの一部をセンターピラーで代替する構造となっている。インバート支持型は、通常のトンネルと同様に覆工とインバートが直接つながっており、先進坑と後進坑の覆工が独立した構造となっていることが特徴である。

1980 年代前半までは、上部支持型が大半を占めていたが、1980 年代後半からは脚部支持型の採用事例が多くなり、1990 年代後半以降はインバート支持型の採用事例が多くなっている。

表 2.1 めがねトンネル施工方法¹⁾

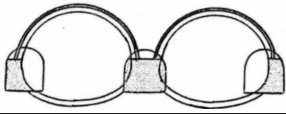
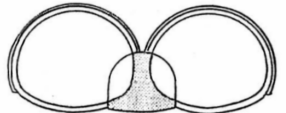
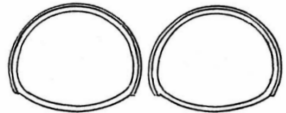
掘削方法		特徴
3本導坑方式 中央導坑と両本坑の外側に側壁導坑を施工		3 本導坑とピラーを構築するため工期が長い。 他の方式に比べ経済性に劣る。 上半支保はピラーに支持されるため脚部沈下が生じる可能性は少ない。
1本導坑方式 中央導坑のみ施工		3 本導坑方式より工期および経済性で優れる。 上半支保工は片側のみピラーに支持されるため脚部沈下が生じる場合、支保工に曲げモーメントが生じやすい。
無導坑方式 導坑なし		工期および経済性で他の方式に比べ優れる。 支保工の脚部沈下が生じる可能性が他の工法より大きい。 地質条件によっては、中間地山部の補強が必要となる。

表 2.2 無導坑方式めがねトンネルの分類(文献²⁾を加筆)

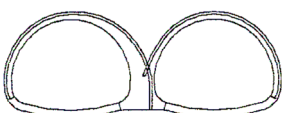
		掘削方法	特徴
無導坑方式 めがねトンネル	超近設トンネル	等価ピラー方式	 拡幅した先進坑内にピラーもしくはピラーに相当する構造を構築し、先進坑と後進坑が支保工や覆工の一部を共有
		無拡幅方式 中間地山を残置	
		拡幅方式 中間地山を置換	

表 2.3 中央ピラーの断面形状 ¹⁾

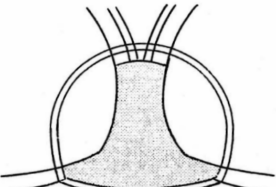
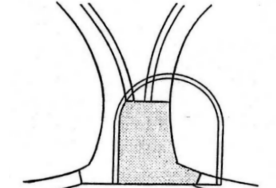
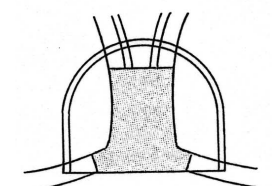
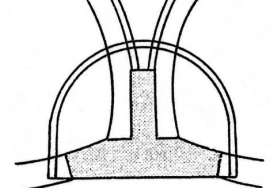
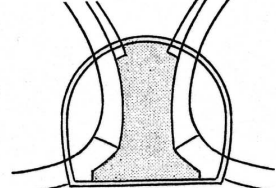
断面形状		特徴
<p>対称断面形 両本坑に対し、左右対称な断面形状</p>		<p>施工性やトンネル完成時の安定性に優れる。 センターピラー両側に空洞が生じるため、地山条件によっては、本坑掘削時に傾斜や沈下に対する対策が必要になる。</p>
<p>非対称断面形状 中央導坑側壁部の片側を利用し、左右非対称な断面形状</p>		<p>施工中の安定性は優れる。 導坑断面が小さくできる。 形状的に局部的な応力集中や不等沈下が生じやすい。 後進坑覆工のセンターピラー側の形状が悪くなる。</p>

表 2.4 覆工の支持形式 ¹⁾

覆工の支持形式		特徴
<p>上部支持型 センターピラーに支保工と覆工の両者を支持させる構造</p>		<p>センターピラーが覆工の役割を担う。 センターピラーにトンネル最終構造物としての機能をもたせる。 センターピラーに変状が生じた場合の対応が難しい。 防水、排水処理方法に難点がある。</p>
<p>脚部支持型 センターピラーに支保工のみを支持させる構造 覆工はセンターピラー脚部まで</p>		<p>防水、排水処理方法は、上部支持型よりも優れる。 センターピラーがインバートの機能を担う。</p>
<p>インバート支持型 脚部支持型の底盤幅を小さくし、アーチとインバートを一体化した構造</p>		<p>覆工とインバートが一体となるため、耐震性などのトンネルの安定性に優れる。 ピラー底盤幅が小さいため、施工時にセンターピラーの安定性が問題となることもある。</p>

2.2.2 めがねトンネルの変遷

表 2.5 に、施工方法に着目しためがねトンネルの変遷を示す。めがねトンネルが施工されるようになった当初は、施工時の安全性を考慮して、本坑の両側にピラーが配置される 3 本導坑方式が主流であったが、年代が進むに連れて、工期・経済性に優れる 1 本導坑方式の採用が増えている。また、最近では、以下のような理由により、1 本導坑方式のめがねトンネルよりも、さらに工期および経済性に優れる超近設トンネルが施工されるようになってきている。

- ①めがねトンネルの施工実績が増えてきたことによって、中間地山の挙動等の計測結果が収集されたこと
- ②計算機の能力の大幅な向上によって、FEM 解析等を用いた予測解析が比較的簡単に出来るようになったこと
- ③①と②により、精度の高い設計ができるようになったこと

表 2.5 めがねトンネルの変遷(文献²⁾に加筆・修正)

名称	路線名	施工時期	施工方法	掘削方式	特徴
伊 祖	一般国道330号	1974.6 ～1975.5	めがねトンネル (3本導坑方式)	機械	日本初のめがねトンネル
貝 塚	京葉道路	1977.3 ～不明	4連めがねトンネル (5本導坑方式)	機械	日本初の4連めがねトンネル
小名浜港	幹線臨港道路 2号線	不明 ～1979	めがねトンネル (1本導坑方式)	機械	日本初の1本導坑方式 めがねトンネル
鷲 羽 山	本四連絡橋 児島坂出ルート	1982.10 ～1985.3	めがねトンネル (導坑なし方式)	発破	日本初の無導坑方式 めがねトンネル
下到津	北九州市下到津 ランプ連絡道路	1999.3 ～2002.3	超近設トンネル (無拡幅方式)	機械	日本初の超近接トンネル
小 路	第二京阪道路	2003.12 ～施工中	4連めがねトンネル (3本導坑方式)	機械	日本初のNATMによる 4連めがねトンネル

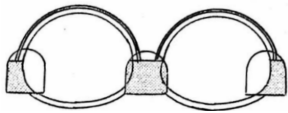
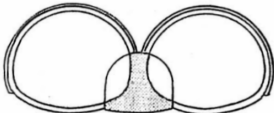
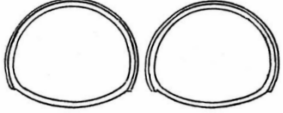
2.2.3 FEM 解析に基づくめがねトンネル施工方法の比較検討

宮野前ら³⁾は、表 2.1 に示しためがねトンネルの各施工方法の長所・短所を、土被り高さをトンネル全幅（≒2 本の本坑幅の合計）とした解析モデルを用いた二次元 FEM 解析によって比較検討している。

比較結果を、表 2.6 に示す。導坑方式は、無導坑方式よりも大きな上載荷重が作用するにもかかわらず、地表面沈下量は小さくなる結果となっている。したがって、一般論として、地山条件が悪い場合や地表面沈下量が制限される場合には、無導坑方式よりも導坑方式の方が優れるという結果となっている。

なお、上載荷重、支保工軸力および沈下量の各項目の詳細については、次節以降で説明することとする。

表 2.6 めがねトンネルの施工方法の比較

	3本導坑方式	1本導坑方式	無導坑方式
断面図			
工法特徴	過去の施工実績は多数ある。導坑掘削とコンクリート打設で工期が非常に長くなる。導坑の断面が小さいために、作業性が悪い。	中央導坑のみであるために、3本導坑方式よりも経済的である。通常は中央導坑を掘削機械が離合できるような断面とするのが理想的であるが、今回の検討では3本導坑方式の中央導坑と同じ断面積とした。	過去の施工実績が少ない。工期が最も短くできる可能性があるが、補助工法の施工性や効果の確実性、安全性に不安が残るため、採用に関しては十分な検討が必要である。
上載荷重	3本導坑方式	≒ 1本導坑方式	> 無導坑方式
支保工軸力 (先進坑最大値)	3本導坑方式	≒ 1本導坑方式	< 無導坑方式
沈下量	3本導坑方式	≒ 1本導坑方式	< 無導坑方式
備考	地山が悪い場合に適していると考えられる。足付け部分は側壁コンクリートで固められているので、上半アーチ部の先受け工が有効であると考えられる。	今回の検討では、3本導坑方式とほとんど差のない工法であると考えられる。しかし、これは地山がある程度良い場合か、有効な脚部沈下対策が実施された場合に限られると考えられる。	地表面沈下量が制限される場合には、採用が難しいと考えられる。センターピラーに相当する地山の改良が必要である。脚部沈下が予想される場合には、対策工が必要である。

2.3 めがねトンネルの中間地山に着目した研究

2.3.1 めがねトンネルの安定性に関する模型実験

高橋ら⁴⁾は、めがねトンネルの安定問題に対して遠心模型実験手法を適用し、近接トンネルの安定性の変状メカニズムと変形破壊特性を把握するとともに、トンネル構造形式に対する安定性検討の基礎データや検証のために、模型実験を実施している。図 2.1 に遠心模型実験の概要を示す。

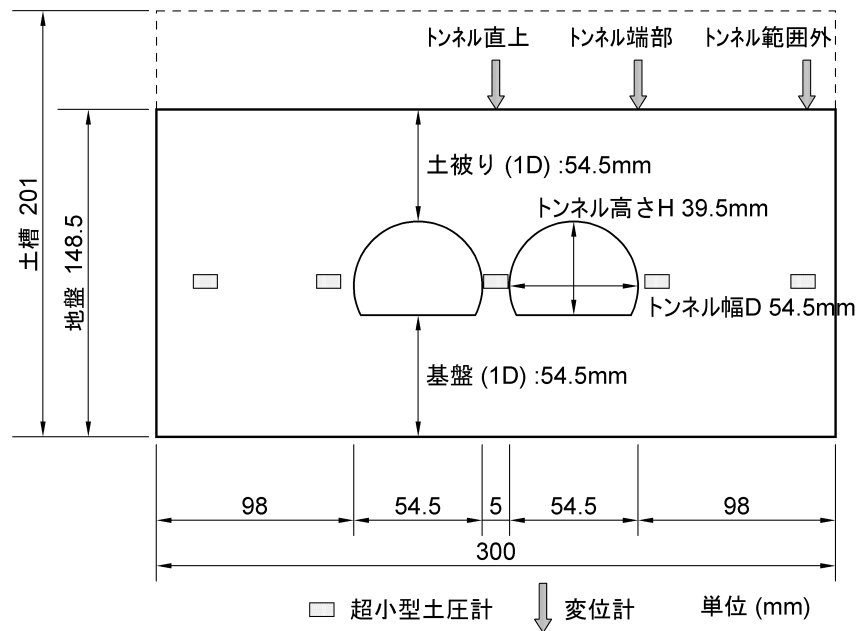
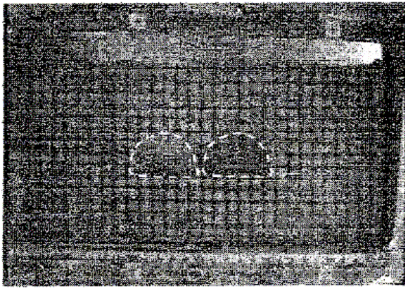


図 2.1 トンネル模型断面と寸法

実験結果をまとめると以下のようになる。

- ①均質地盤モデルの実験において、めがねトンネルはその 2 つのトンネルを掘削幅とするアーチ上の大断面空洞として破壊が生じた（写真 2.1 参照）。
- ②均質地盤モデルの場合、2 つのトンネルを掘削幅とするアーチ上の大断面空洞として破壊するため、中間地山部の土圧は途中から急減し、地盤が支持力を失い土圧がトンネルの両側に流れている。トンネル両脇の土圧は、最大で土被り圧の 2 倍程度となっている。（図 2.2 参照）。
- ③中間地山の強度が十分大きい場合には、それぞれのトンネルが独立した変形挙動となり、最終的には天端部が崩壊した。この破壊形態は、単独のトンネルでの破壊形態と同様であった。破壊直前のセンターピラーにかかる土圧は、トンネル上部の土被り全荷重よりも小さい（写真 2.2 参照）。

(43G)



(44G)

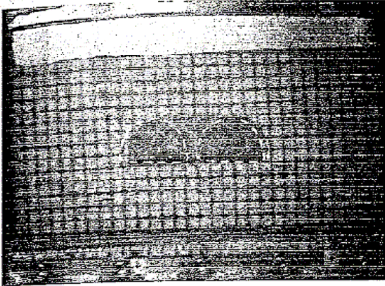


(50G)

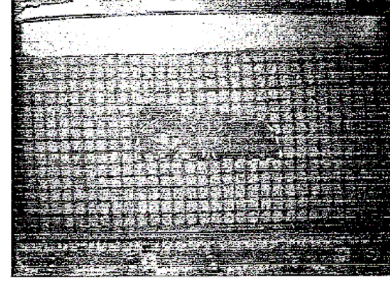


写真 2.1 均質地盤モデルの実験結果

(90G)



(94G)



(95G)

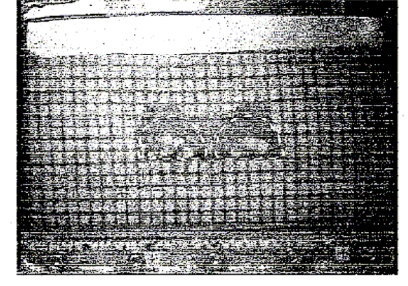


写真 2.2 中間地山改良モデルの実験結果

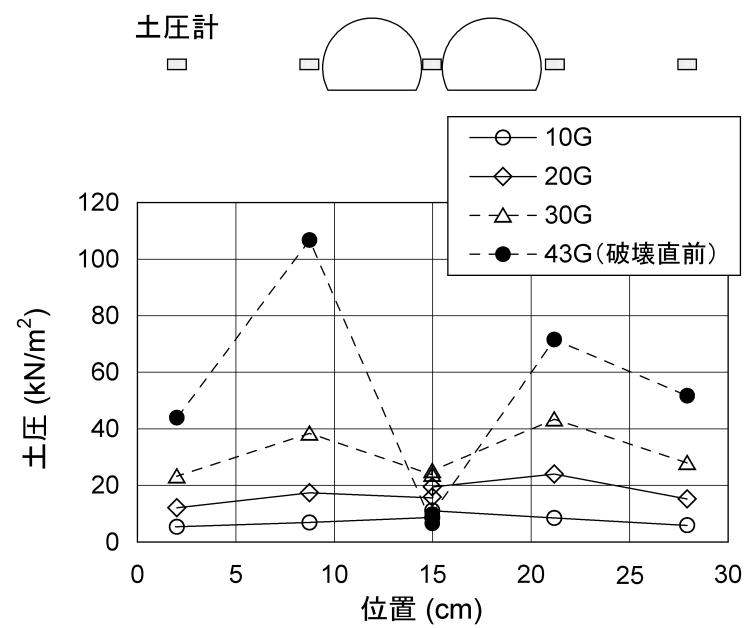


図 2.2 均質地盤モデルにおける土圧の変化

2.3.2 離隔のない双設トンネルに作用する土圧の算出式

菊本ら⁵⁾は、離隔のない双設トンネルを掘削する際の地山の力学挙動を検討するため、土被りやトンネルの掘削過程を変化させて、2次元降下床実験を実施し、実験結果より、双設トンネルには単一トンネルよりも大きな土圧が作用すること、特に後続トンネルの掘削に伴い先行トンネルにはほぼ全土被り圧が作用することを確認している。これらの実験結果をもとに、トンネルの作用土圧に関する Terzaghi の理論⁶⁾を拡張して、双設トンネルに作用する土圧の算定方法を提案している。さらに、理論値と実験値を比較することでその適用性を検証している。

同提案手法では、トンネル中間の鉛直面に、先進坑側の地山に下向き、後進坑側の地山に上向きのせん断力が作用すること、および、この鉛直面に作用する水平土圧が双設トンネルの相互作用により低減することを仮定している。Terzaghi の理論に対して追加された定数は、中央のせん断面での水平土圧の低減を考慮する土圧係数 K_i のみである。

算定値を実験値と比較した結果、中央のせん断面に作用する水平土圧を3割程度小さく考えることで、提案手法は先進坑および後進坑に作用する土圧を的確に算定できると述べられている。

$$\sigma_{vf} = \begin{cases} \frac{D(\gamma - c/D)}{(K_h - K_i)\tan\phi} \times \left[1 - \exp\left\{-\frac{H}{D}(K_h - K_i)\tan\phi\right\} \right] & (K_h \neq K_i) \\ \gamma H & (K_h = K_i) \end{cases} \quad (2.1)$$

$$\sigma_{vs} = \frac{D(\gamma - c/D)}{(K_h + K_i)\tan\phi} \times \left[1 - \exp\left\{-\frac{H}{D}(K_h + K_i)\tan\phi\right\} \right] \quad (2.2)$$

ここに、 σ_{vf} : 先進坑に作用する鉛直土圧の平均値

σ_{vs} : 後進坑に作用する鉛直土圧の平均値

D : トンネル幅

H : 土被り高さ

γ : 単位体積重量

ϕ : 内部摩擦角

c : 粘着力

K_h : 水平土圧係数

K_i : 中央のせん断面に作用する水平土圧係数

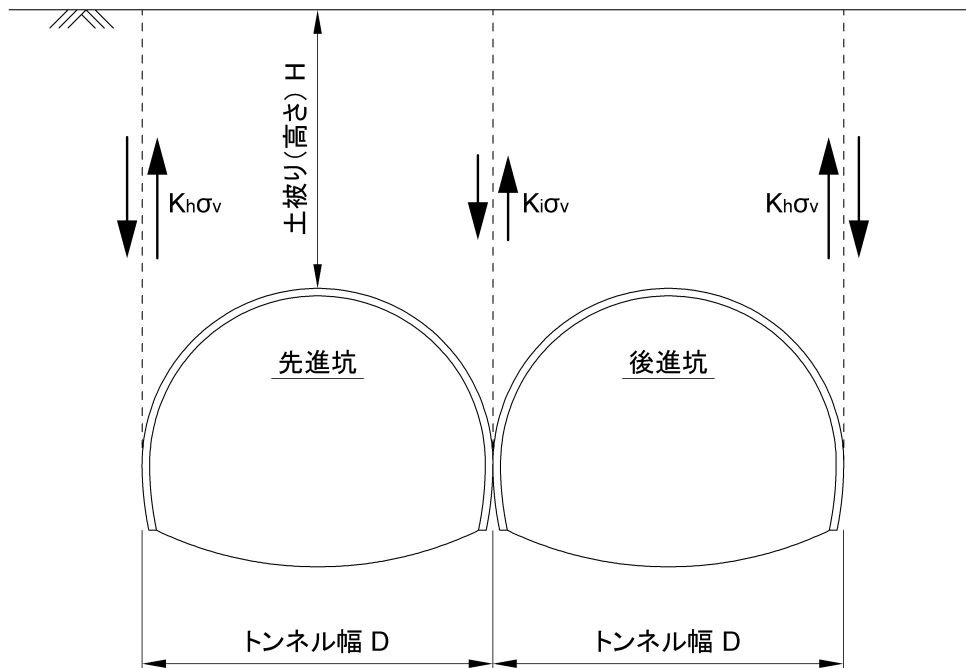


図 2.3 双設トンネルに作用する土圧の算定方法

2.3.3 センターピラーに作用する荷重の推定

(1) センターピラーに作用する荷重の設計値の事例

めがねトンネルの中央壁上部地山は導坑掘削だけでなく、先進坑掘削および後進坑掘削の影響を受ける。このようなめがねトンネル特有の施工過程を考慮して、トンネル全体の安定性を確保出来るように、中央壁に作用する上載荷重を設定する必要がある。

めがねトンネル中央壁の上載荷重の設定事例⁷⁾を図 2.4 および式(2.3)に示す。

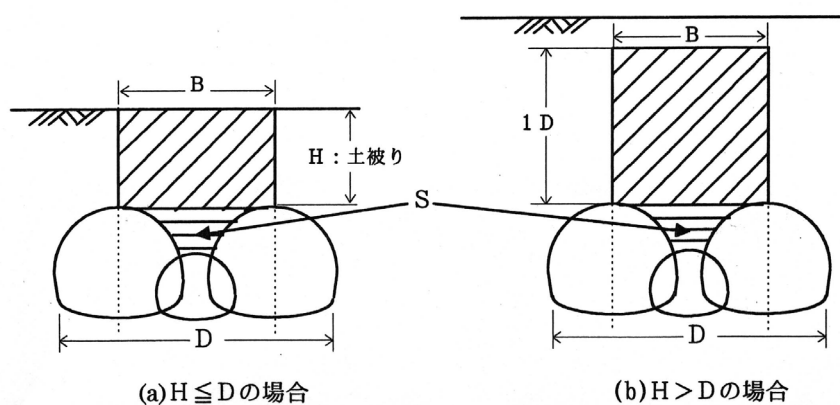


図 2.4 上載荷重の設定事例

$$\begin{aligned}
 H \leq D \text{ の場合 } & P = (B \cdot H + S) \cdot \gamma \\
 H > D \text{ の場合 } & P = (B \cdot D + S) \cdot \gamma
 \end{aligned}
 \tag{2.3}$$

ここに、P : 上載荷重

H : 土被り

D : めがねトンネルの全幅

B : 両トンネルセンター間の距離

γ : 地山の単位体積重量

(2) 小束山トンネルでの計測事例^{7), 8)}

図 2.5 は、ピラー作用荷重に関する計測結果と解析結果を土被り高さ別に示したものである。横軸は土被り比（= H/D），縦軸は荷重比である。荷重比は、式(2.3)を考慮して次式で定義されている。

$$\begin{aligned}
 \text{土被り高さ} \leq 1D & \quad \text{荷重比} = \frac{\text{ピラー作用荷重}}{\text{土被り荷重}} \\
 \text{土被り高さ} > 1D & \quad \text{荷重比} = \frac{\text{ピラー作用荷重}}{1D \text{ の土被り荷重}}
 \end{aligned}
 \tag{2.4}$$

計測値は、センターピラーコンクリート応力計・底盤土圧計および支保工（鋼製支保工軸力＋吹付け軸力）から求めたものである。土被り比が 0.5～0.75（土被り高さ 13～19m 前後）では、計測値は荷重比 1 の線上にほぼ分布し、土被り比が 1 以上の場合はそれより下位に位置しているが、おおむね想定どおりのピラー作用荷重となっている。

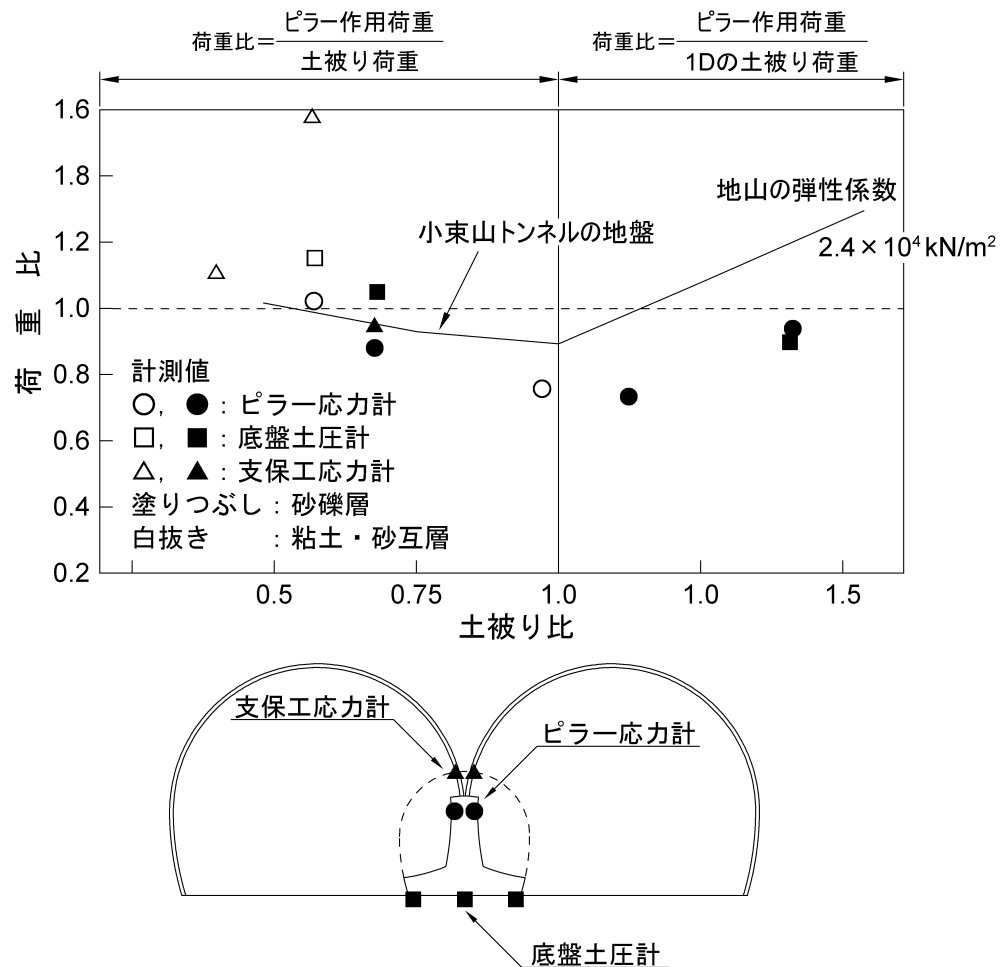


図 2.5 小束山トンネルにおける土被り比と荷重比の関係

(3) 戸吹トンネルでの計測事例⁹⁾

図 2.6 は、横軸に土被り比（土被り高さとトンネル全幅の比）を、縦軸にセンターピラーに作用する荷重を式に示す荷重高さ比に換算したものである。

$$\text{荷重高さ比} = h_w / D \quad (2.5)$$

ここに、 h_w : 荷重高さ

D : トンネル全幅 (= 28m)

荷重高さ h_w については、式(2.3)を考慮して次式で定義されている。

$$\begin{aligned} H \leq D \text{ の場合 } & h_w = D \\ H > D \text{ の場合 } & h_w = H \end{aligned} \quad (2.6)$$

土被り比 2.0 の場合の計測結果から、ピラー作用荷重高さの上限はほぼ 1D であると考え

られる．一方，土被り比 0.57 の計測結果では，荷重高さ比は 0.34 となっており，想定したピラー作用荷重の約 60%となっている．

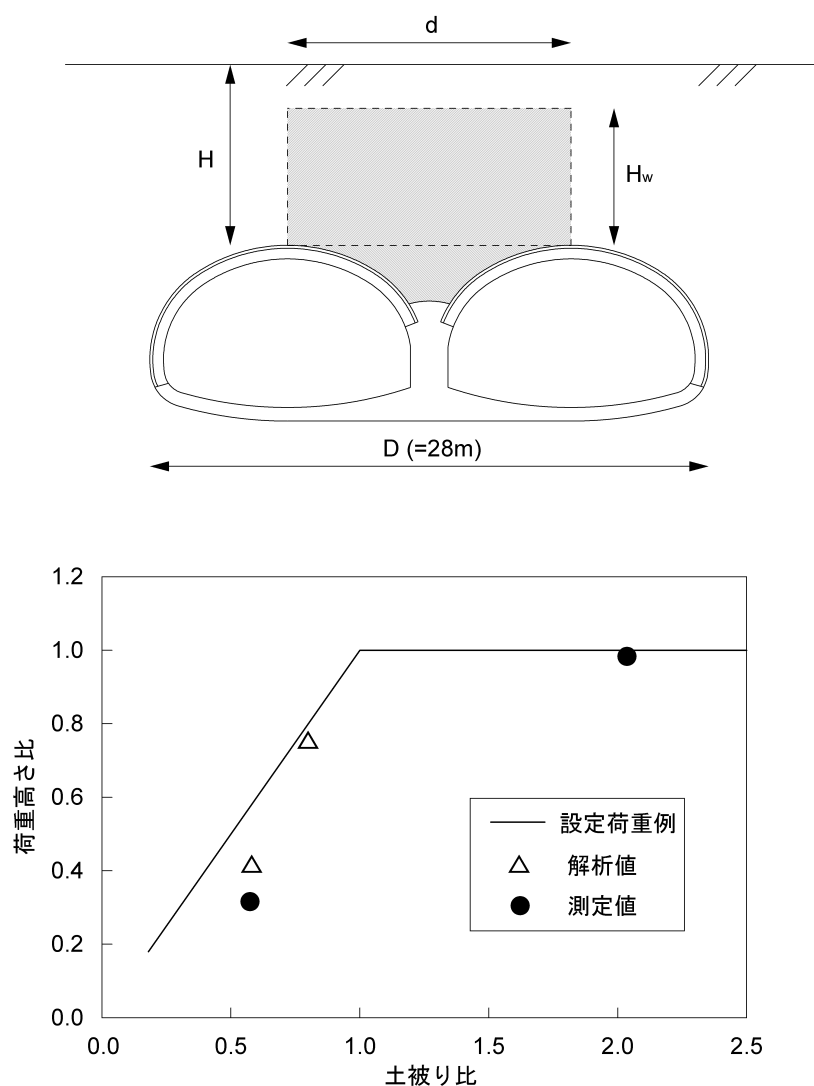


図 2.6 戸吹トンネルにおける土被り比と荷重高さ比の関係

(4) まとめ

他の事例を含めて考えると，土被り比が小さい場合には全土被り高さに相当する土圧がピラーに作用している傾向がある．これは，地山のアーチ効果が期待できないためであると考えられる．一方，土被り比が大きくなり，地山のアーチ効果が期待できるようになると全土被り高さに相当する土圧は作用しなくなると推定されるが，アーチ効果が期待できるようになる土被り比は，めがねトンネルの施工方法や地山条件によって変化するために計測結果にばらつきがあるものと推定される．

2.3.4 FEM 解析によるピラー作用荷重の予測

宮野前ら³⁾は、表 2.1 に示しためがねトンネルの各施工方法について、土被り高さをトンネル全幅(≒2 本の本坑幅の合計)とした解析モデルを用いた二次元 FEM 解析によって、センターピラーに作用する荷重の比較検討を実施している。

表 2.7 に、センターピラーに作用する荷重（無導坑方式では中間地山に作用する荷重）について比較検討結果を示す。すべての掘削過程において、超近設トンネルよりもめがねトンネルのほうが大きな荷重がセンターピラーに作用している。これは、中間地山の剛性よりもセンターピラーの剛性の方が大きいためであると想定される。また、3 本導坑方式よりも 1 本導坑方式の方が、センターピラーに作用する荷重が若干大きいことから、1 箇所しかないセンターピラーに上載荷重が集中する傾向があると考えられる。

表 2.7 センターピラーに作用する荷重の比較

	弾性解析（単位：kN）			弾塑性解析（単位：kN）		
	3本導坑	1本導坑	無導坑	3本導坑	1本導坑	無導坑
先進坑上半掘削後	2550	2560	2060	2490	2550	1750
下半掘削後	2500	2540	1640	2440	2560	1100
後進坑上半掘削後	5590	5710	5140	5430	5750	4310
下半掘削後	5520	5690	4800	5290	5680	3340

2.4 センターピラーに関する研究

2.4.1 センターピラーに関する計測事例

(1) 小束山トンネルの事例⁸⁾

図 2.7, 図 2.8 および図 2.9 に, 小束山トンネルにおけるセンターピラーの計測値を示す.

図 2.7 より, センターピラーは, 先進坑掘削時には全て後進坑側に傾斜していることが分かる. 一方, 後進坑掘削時には, 先進坑掘削時と同様に掘削しているトンネルの外側, すなわち先進坑側に傾斜する計測断面と, 値は小さいものの先進坑掘削時と同じ方向に引き続いて傾斜している計測断面の両方がある.

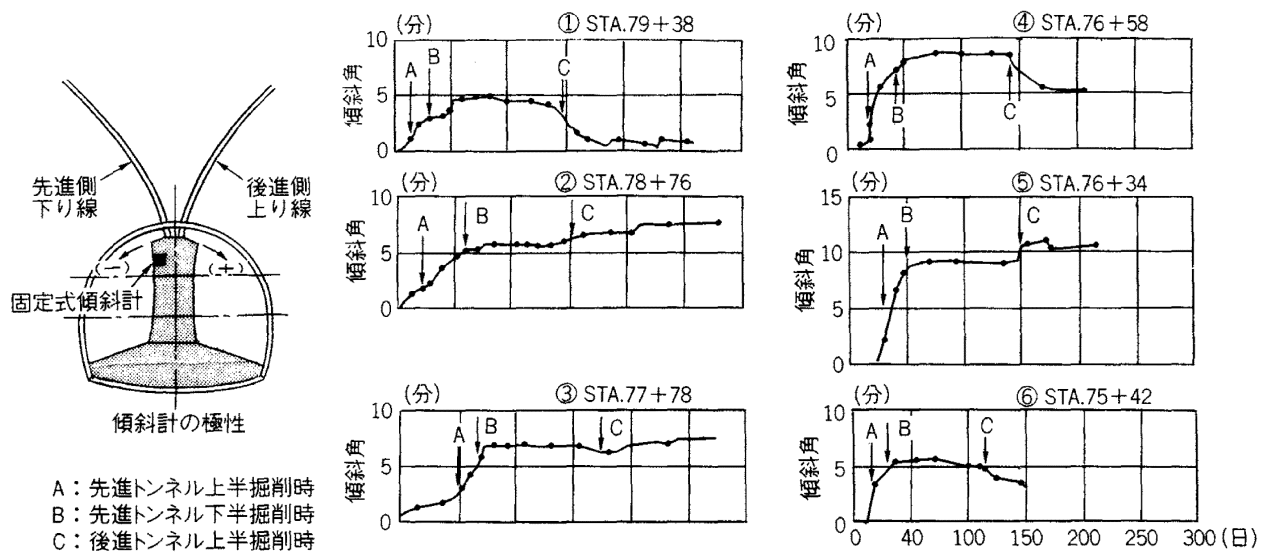


図 2.7 小束山トンネルにおけるセンターピラーの傾斜挙動

図 2.8 は, 後進坑掘削時に先進坑掘削時と同じ方向に引き続いて傾斜している断面におけるセンターピラーの荷重挙動である. 先進坑掘削時におけるピラー内部のコンクリート応力は, 先進坑側と後進坑側とでは同程度であり, 先進坑の一次支保から伝わる荷重がセンターピラーに均等に作用するような挙動を示している. ピラー下部の地盤応力については, ピラーは後進坑側に傾斜するような挙動をしているのにもかかわらず, 先進坑側の計測値が他よりも大きくなっている.

後進坑掘削時になると, ピラー内部のコンクリートは先進坑側よりも後進坑側に大きな応力が発生するような挙動を示している. 一方, ピラー下部の地盤応力については, 先進坑側と後進坑側の区別なく, 一定の応力増加が発生している.

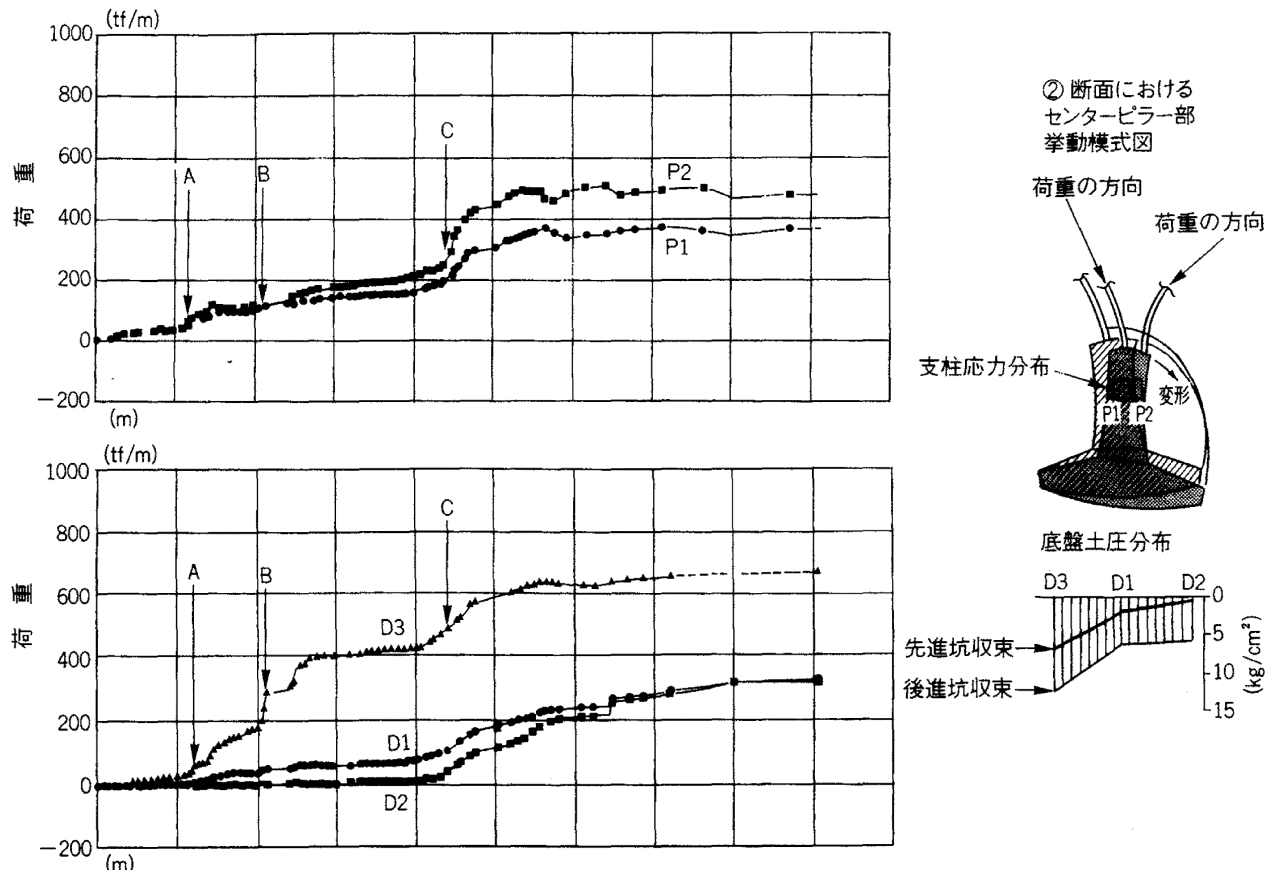


図 2.8 小束山トンネルにおけるセンターピラーの荷重挙動(断面②)

図 2.9 は、後進坑掘削時に先進坑掘削時と同様にトンネル外側に傾斜している断面におけるセンターピラーの荷重挙動である。先進坑掘削時において、ピラー下部の地盤応力は、前述の計測断面での傾向と同様に、ピラーが後進坑側に傾斜するような挙動をしているのにもかかわらず、先進坑側の計測値が他よりも大きくなっている。後進坑掘削時になると、先進坑側と後進坑側の増分はほぼ同じであり、中央部よりも 2 倍程度大きくなっている。

切羽進行図から分かるように、ピラー下部の地盤応力は、先進坑と後進坑の両方とも上半切羽通過後に応力が増大しており、下半切羽通過後はあまり変化していない。

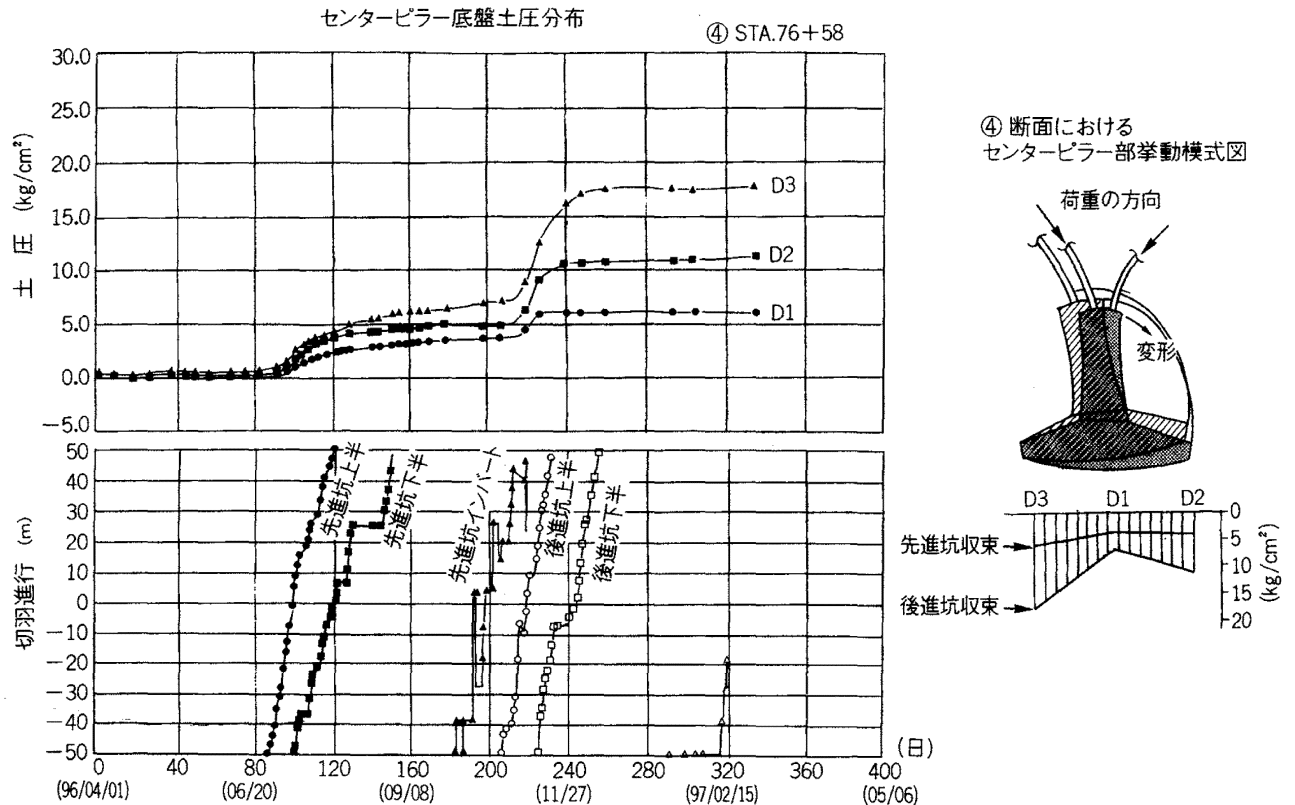


図 2.9 小束山トンネルにおけるセンターピラーの荷重挙動(断面④)

(2) 北須磨トンネルの事例¹⁰⁾

図 2.10 に、北須磨トンネルにおけるセンターピラー計測値を示す。

センターピラーは、先進坑掘削時には後進坑側に傾斜している。掘削に伴う荷重は一次支保を介してセンターピラーに伝わっており、ピラー内部のコンクリート応力は先進坑側よりも後進坑側の方が大きくなっている。また、ピラー底盤の土圧は、中心部の計測値が最も大きくなっている。次いで、先進坑側よりも後進坑側の方が大きな底盤土圧が発生しており、後進坑側に傾斜していることによる影響が直接的に現れている。

一方、後進坑掘削時には、センターピラーは先坑側に傾斜し、ほぼ先進坑掘削前の位置にまで戻っている。センターピラー内部のコンクリート応力は、上部については先進坑側、後進坑側に関係なくほぼ同程度の増えた結果、後進坑側の方が大きくなっている。センターピラー下部のコンクリート応力は、後進坑側増分の方が大きくなっている。ピラー底盤の土圧は、中心部と後進坑側の増分が同等であり、先進坑側の増分は他の 2 箇所よりも小さくなっている。

先進坑掘削時と後進坑掘削時の挙動を比較すると、ピラーの傾斜は同じような傾向（掘削したトンネルの外側に傾斜）を示しているものの、一次支保からセンターピラー、そしてピラー下部地盤に荷重が伝わる過程は大きく異なっている。また、センターピラーに発生している軸力は、先進坑掘削後よりも後進坑掘削後の方が 2 倍以上大きくなっているこ

とから、後進坑の掘削に伴って大きな緩み土圧が作用したと推定される。後進坑掘削後における作用荷重の荷重高さは、ほぼ 1D（D：トンネル全幅）となっており、全土被り相当の荷重が作用している。

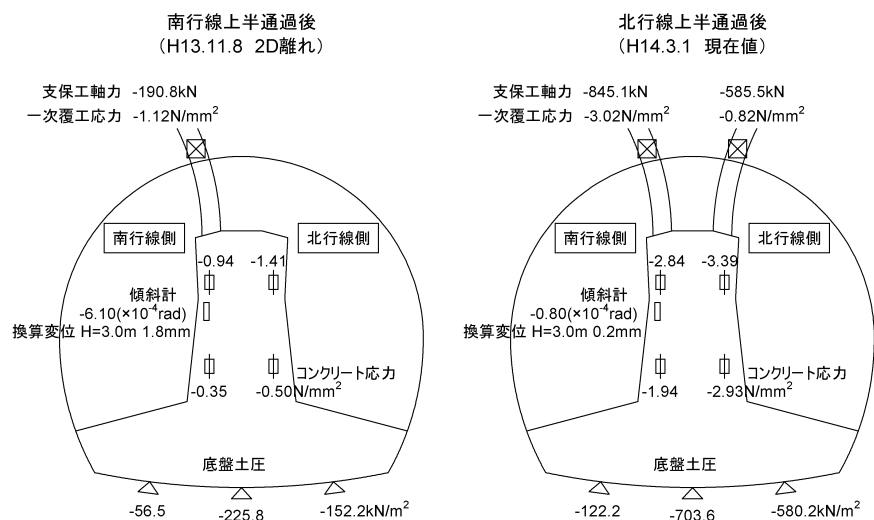


図 2.10 北須磨トンネルにおけるセンターピラー計測値(土砂部①)

表 2.8 北須磨トンネルにおけるセンターピラー計測結果一覧

断面	部材	先進坑通過後	後進坑通過後	作用高換算
岩地山① (D)	センターピラー軸力	1433kN	4550kN	0.60D
	センターピラー傾斜	後進側に1.1mm	先進側に0.3mm	
岩地山② (D)	センターピラー軸力	216kN	3143kN	0.55D
	センターピラー傾斜	後進側に3.5mm	先進側に4.2mm	
土砂部① (E)	センターピラー軸力	1446kN	4896kN	0.85D
	センターピラー傾斜	後進側に1.8mm	先進側に1.6mm	
土砂部② (E)	センターピラー軸力	1315kN	5392kN	0.90D
	センターピラー傾斜	後進側に1.4mm	先進側に2.1mm	

※断面()内は、地山等級

(3) まとめ

2 箇所のトンネルの事例とも、先進坑掘削時にセンターピラーは、後進坑側に傾斜しているが、先進坑支保からピラーに伝わった荷重が流れて行く先は正反対となっている。

小束山トンネルの事例では、先進坑掘削時に先進坑支保からピラーに伝わった土荷重は、主として、センターピラーの先進坑側壁面を経由して先進坑側の底盤に伝わっている。一方、北須磨トンネルの事例では、主として、センターピラーの後進坑側壁面を経由して底盤中央に伝わっている。

2.4.2 センターピラーの補強設計

酒井ら¹¹⁾は、FEM 解析を用いたセンターピラーの補強設計法を提案している。

以下のような現象が、実際のトンネル施工において観察されていることに着目して、これらの現象を解明するために、表 2.9 に示すようなセンターピラーに着目した FEM 解析を実施している。

- ①センターピラー底盤部において水平方向に引張応力が発生する
- ②後進坑掘削時、センターピラー天端部において、先進坑の鋼製支保工を設置した箇所が破損する

表 2.9 センターピラーに着目した FEM 解析の解析ケース

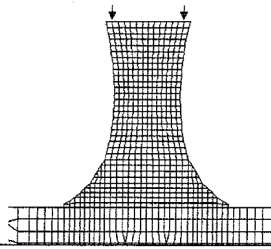
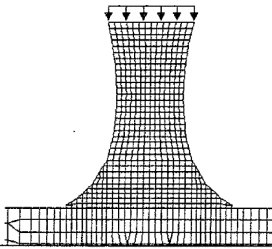
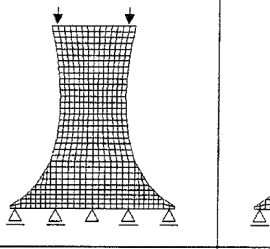
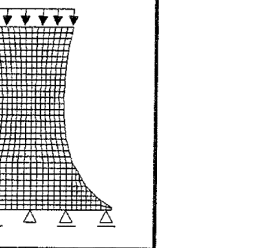
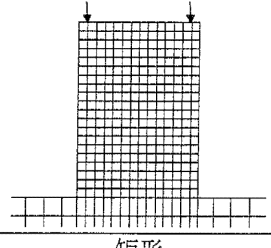
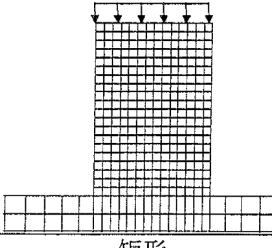
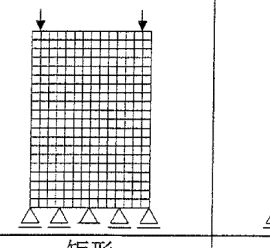
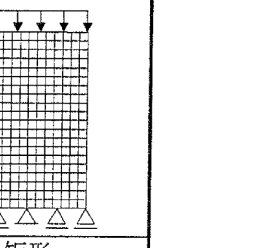
ケース	case1-1	case1-2	case1-3	case1-4
モデル				
形 状	一般型	一般型	一般型	一般型
荷 重	集中荷重 (2.7MN×2箇所)	分布荷重 (3.0MPa)	集中荷重 (2.7MN×2箇所)	分布荷重 (3.0MPa)
支持条件	地盤ばね	地盤ばね	水平ローラー	水平ローラー
ケース	case2-1	case2-2	case2-3	case2-4
モデル				
形 状	矩形	矩形	矩形	矩形
荷 重	集中荷重 (2.7MN×2箇所)	分布荷重 (2.0MPa)	集中荷重 (2.7MN×2箇所)	分布荷重 (2.0MPa)
支持条件	地盤ばね	地盤ばね	水平ローラー	水平ローラー

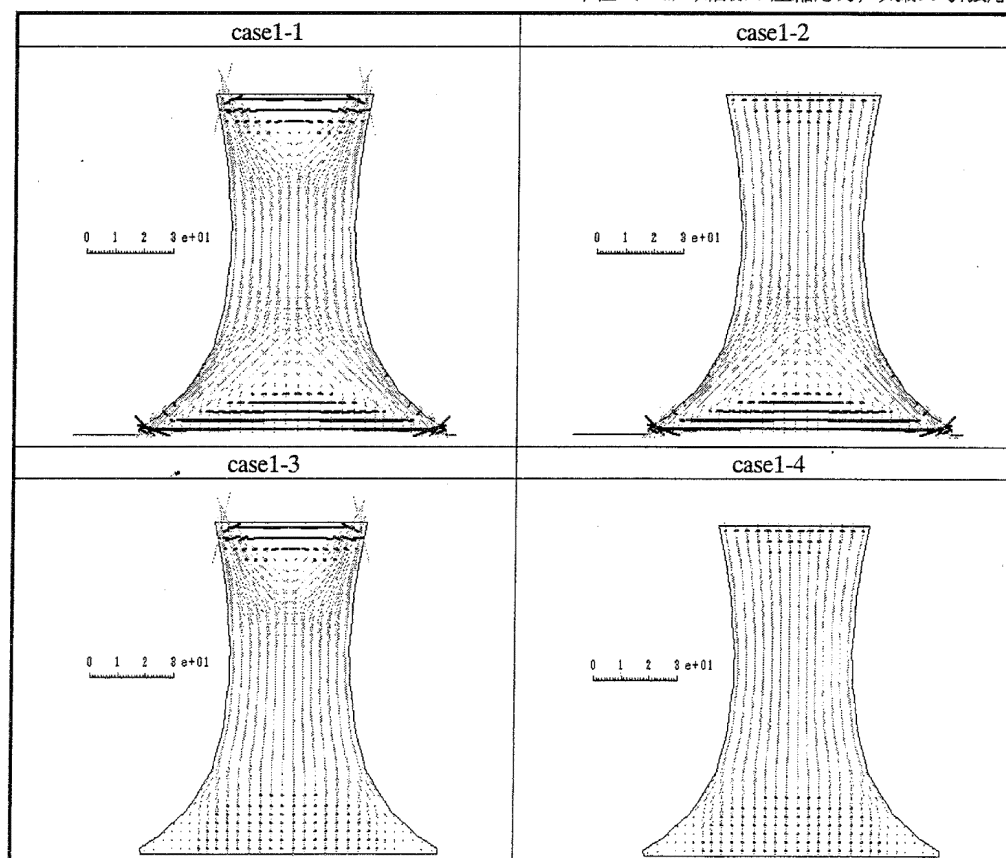
表 2.10 に、FEM 解析のから得られた主応力ベクトルを示す。一般的なセンターピラーの設置条件である解析ケース (case1-1) では、センターピラー天端部および底盤部に水平方向の引張応力が発生している。天端部に関しては、鋼製支保工からの荷重伝達が支配的になると、すなわちピラー天端に集中荷重が作用すると、ピラー天端が上向きに凸となるような曲げが発生するために、引張応力が発生すると推察している。一方、底盤部については、センターピラーの支持力対策や転倒防止対策のためにピラー下方ほど幅が広い形状と

なる場合には、地盤反力分布がピラー中心よりも両脇の方が大きくなるために、ピラー底盤が下向きに凸となるような曲げが発生し、その結果引張応力が発生すると推察している。

このようにして、FEM 解析により引張応力に対する補強が必要と判断される範囲の必要鉄筋量を算出し、センターピラーを補強する手法を提案している。

表 2.10 センターピラー内部の主応力ベクトル

単位 (MPa), 細線: 圧縮応力, 太線: 引張応力



2.5 支保に発生する応力度に関する研究

2.5.1 計測事例に基づく支保応力度の分析

青木ら¹²⁾は、現場計測結果 (37 トンネル) から、めがねトンネル施工に伴う支保工応力の分析を行っている。

図 2.11 に、先進坑と後進坑それぞれの掘削完了時における支保工軸力の比較を示す。図 2.11 より、先進坑と後進坑それぞれの掘削により発生する各々の支保工軸力は、ほぼ同程度となることが分かる。次に、後進坑掘削時における先進坑支保軸力の増減を図 2.12 に示す。横軸は先進坑掘削完了時の支保工軸力であり、縦軸は後進坑掘削による先進坑支保軸力の増減量である。図 2.12 より、センターピラー上部の測点は、他の 4 測点よりも、後進坑掘削に伴って圧縮力が増加する傾向が顕著であることが分かる。また、後進坑掘削前に二次覆工を打設した場合 (図中、二次覆工状態) は、打設しなかった場合 (図中、一次支

保状態)と比べると、圧縮軸力の増加量が小さくなっている。これは、後進坑掘削に伴って発生する荷重を、一次支保だけでなく二次覆工でも負担したことが原因であると考えられる。後進坑掘削前に二次覆工を打設しなかった場合、ばらつきはあるが、先進坑完了時の軸力よりも2倍程度増加している。

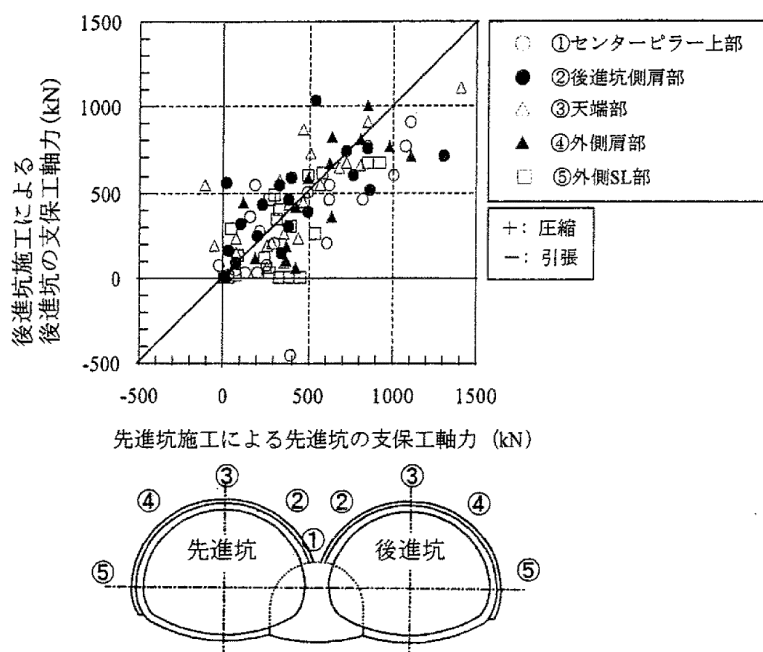


図 2.11 先進坑と後進坑の各々の掘削により発生した支保工軸力の比較

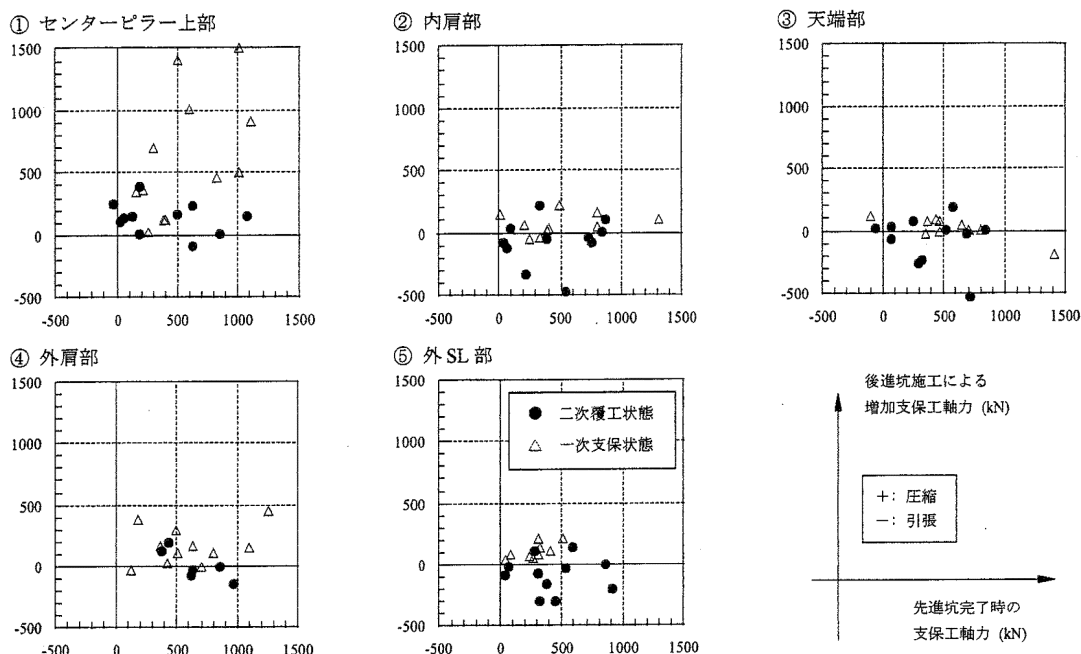


図 2.12 後進坑掘削による先進坑の増加支保工軸力の増分

2.5.2 施工方法の違いによる支保発生応力の比較解析

宮野前ら³⁾は、表 2.1 に示しためがねトンネルの各施工方法について、土被り高さをトンネル全幅(≒2 本の本坑幅の合計)とした解析モデルを用いた二次元 FEM 解析によって、支保工に発生する軸力の比較検討を実施している。

図 2.13 は、後進坑上半掘削後の軸力分布の比較である。全ての施工方式において、先進坑のセンターピラー側脚部の軸力が最大となっている。また、無導坑方式が導坑方式よりも、この最大値が大きくなっている。

先進坑と後進坑の軸力を比較すると、導坑方式では先進坑の軸力の方が若干大きいものの大きな差はない。一方、無導坑方式では、明らかに後進坑よりも先進坑の軸力が大きくなっている。また、無導坑方式における後進坑の軸力は、導坑方式における後進坑の軸力よりも小さくなっている。

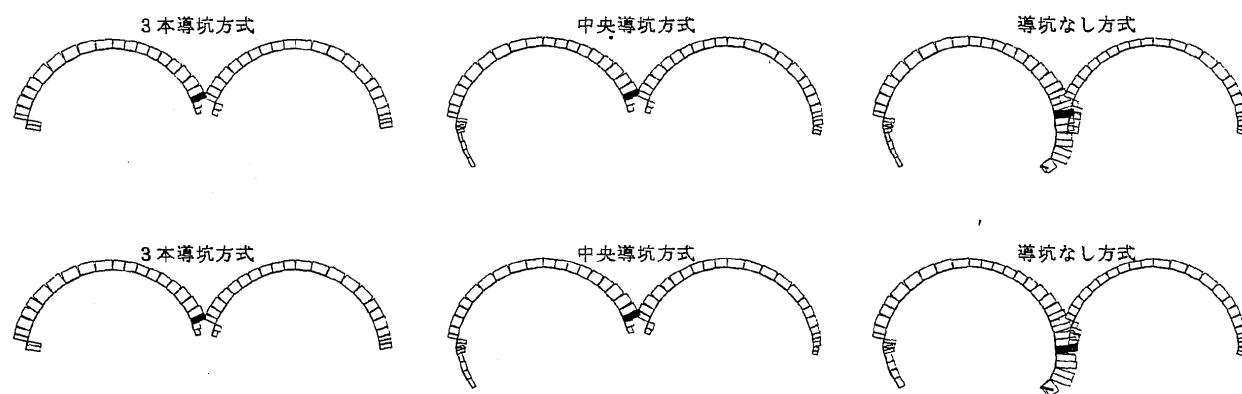


図 2.13 支保工軸力の比較(上段:弾性解析, 下段:弾塑性解析)

2.6 めがねトンネルの地表面沈下に関する研究

2.6.1 計測事例に基づく地表面沈下の分析

青木ら¹²⁾は、現場計測結果(37 トンネル)から、めがねトンネル施工に伴う地表面沈下量の分析を行っている。

図 2.14 に、先進坑と後進坑の直上地表面沈下量の比較を示す。なお、ここで、取り扱う沈下量は、導坑掘削時に生じた変位は含まず、本坑掘削のみにより生じた沈下量である。図 2.14 より、地表面沈下は 40mm 以下の事例が大半となっている。また、先進坑と後進坑の直上地表面には、最終的には同程度の沈下が発生していることが分かる。

図 2.15 に、各測点における各施工段階の地表面沈下量と沈下発生率の平均値を示す。なお、沈下発生率とは、後進坑掘削完了時点での沈下量を 100%とした場合の各施工段階における沈下量の割合である。図 2.15 より、先進坑掘削完了時においては、先進坑とセンターピラー直上の地表面沈下量は同程度である。しかし、センターピラー直上の最終地表面沈

下量は，先進坑と後進坑直上に比べて 10mm 程度大きくなっている．また，各施工段階におけるセンターピラー直上の地表面沈下の発生率をみると，先進坑掘削完了時には約 40%，後進坑掘削により，残りの 60%が発生する結果となっている．このことから，地表面沈下に対する影響は，先進坑掘削よりも後進坑掘削の方が大きいと推定される．

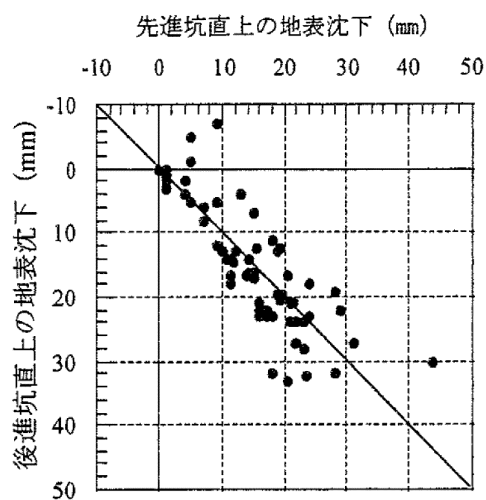


図 2.14 先進坑と後進坑直上の最終地表面沈下量

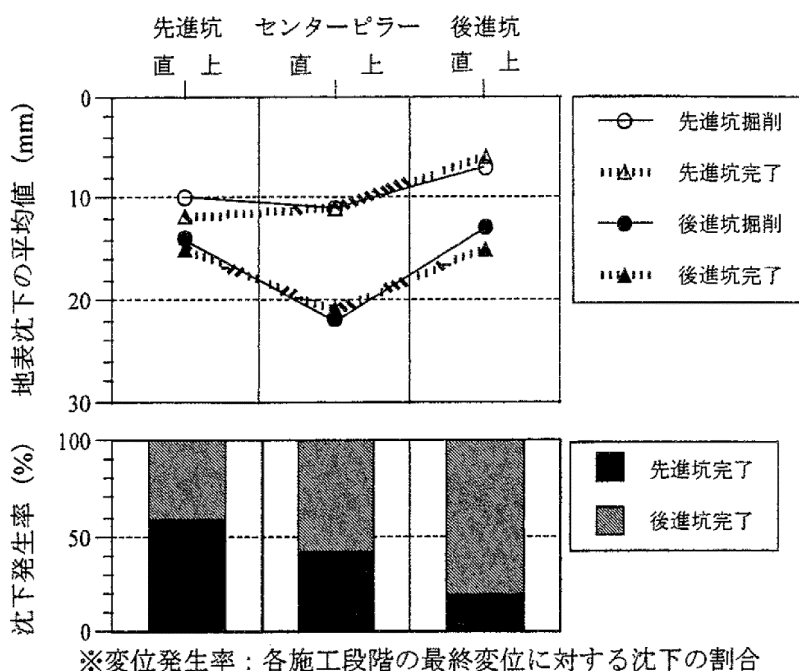


図 2.15 各施工段階における地表面沈下量の平均値と沈下発生率

2.6.2 地表面沈下の分布形状に関する研究

若狭ら¹³⁾は、現場計測結果から、めがねトンネル施工に伴う地表面沈下の分布形状について、評価を行っている。

図 2.16 に、代表的な 4 トンネルを例にあげて先進坑施工完了時のトンネル横断方向の地表面沈下を示す。また、島田¹⁴⁾によって提案されている単一トンネルの施工時の沈下予測式を用いて算出した沈下予測曲線を合わせて示す。

島田¹⁴⁾は、模型実験から式(2.7)に示す土被り・地質データなどの諸条件を考慮した横断方向地表面沈下形状の予測式を提案している。また、この式は、現場計測データのとの比較がなされており、特に土被りの薄い都市部のトンネルにおいて適用できることが示されている。

$$S_{ij} = a \cdot T \cdot e^{-(\alpha X + \beta Z)} \quad (2.7)$$

ここに、 S_{ij} ：任意地点での地表面沈下量

a, α, β ：地質状況によって定まる定数（表 2.11 参照）

T ：トンネル降下量

$$Z = \frac{H + r}{r}$$

$$X = \frac{x}{(H + r)^2}$$

H ：土被り

r ：トンネル半径

x ：トンネル中心からの離れ

表 2.11 島田による地質分類

地質分類		a	β	α
A	風化岩 しまった洪積砂	6	0.45	1.88
B	ゆるんだ洪積砂 シルト	4	0.25	1.54
C	粘土 膨張性地質	2	0.15	1.39

なお、トンネル降下量 T は天端沈下量としている。地質状況によって定まる定数 a, α, β については、地質 C としたところ予測沈下曲線と計測データとが最もよく適合したと報告されている。これは、めがねトンネルの施工が、都市部などの地質状況が劣悪な環境で行

われることが多いたと推測されている．図 2.16 より，いずれのトンネルにおいても，計測データと沈下予測曲線は非常に近似している．このことから，地表面沈下の観点からみると，めがねトンネルにおける先進坑の施工における地表面の挙動は，既設の先進導坑やピラーコンクリートなどが存在するものの，通常の単一トンネルとみなして差し支えないと考えられる．

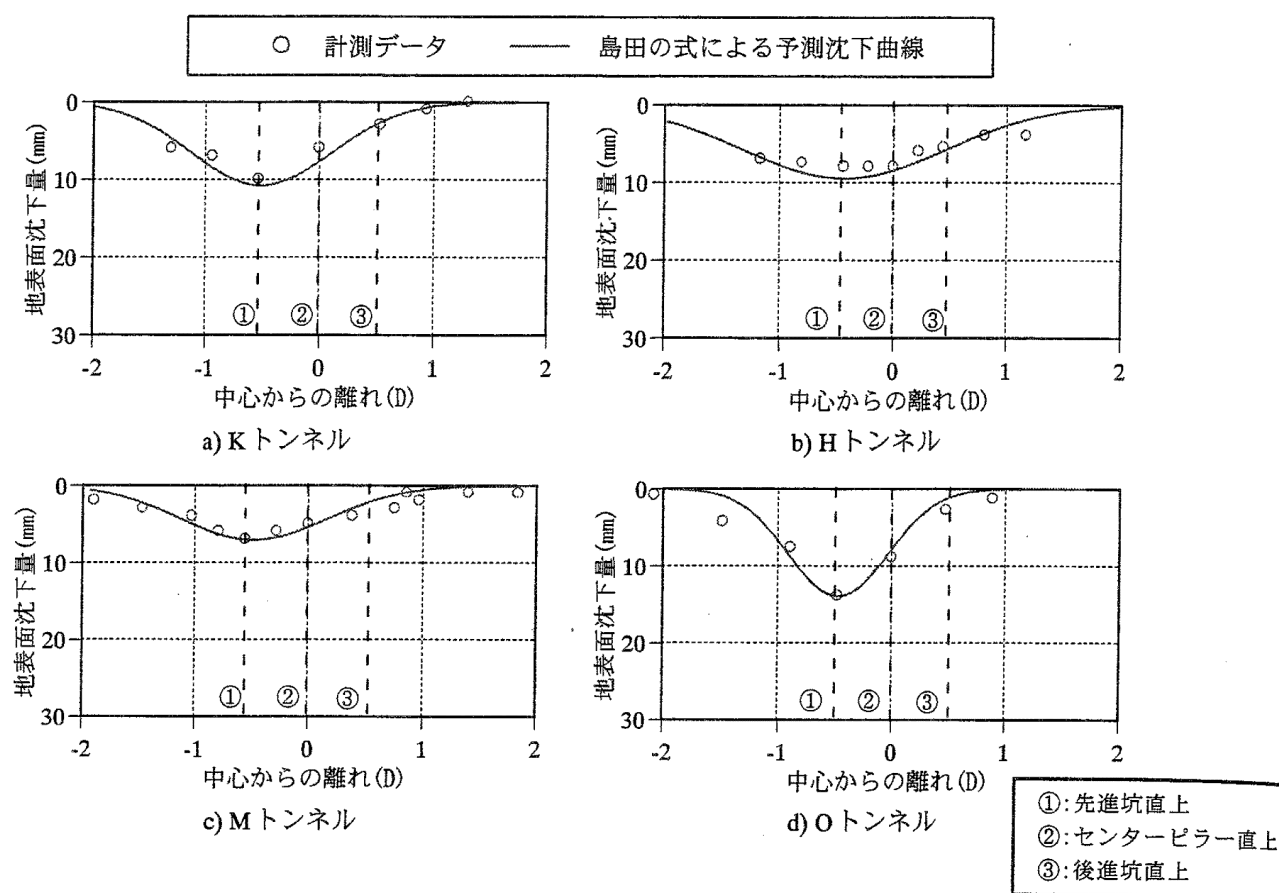


図 2.16 先進坑施工完了時の地表面沈下曲線の代表例

後進坑施工完了時の予測沈下量は，式(2.7)により算出した予測沈下曲線が，後進坑の施工においても同様の地表面沈下量が生じるものと仮定し，2 つの予測沈下曲線を重ね合わせることで最終変位量を予測することとしている．すなわち，両者が一致することは，めがねトンネルにおける地表面沈下の最終値は，単一トンネル施工による沈下量を重ね合わせたものとなる．図 2.17 より，両者を比較した結果は，いずれのトンネルにおいても計測データが予測沈下曲線を上回る結果となっている．これは，最終変位量は先進坑掘削時の変位量を単純に重ね合わせただけでなく，後進坑の施工は先進坑と異なり単一トンネルとみなすことができないことを示している．

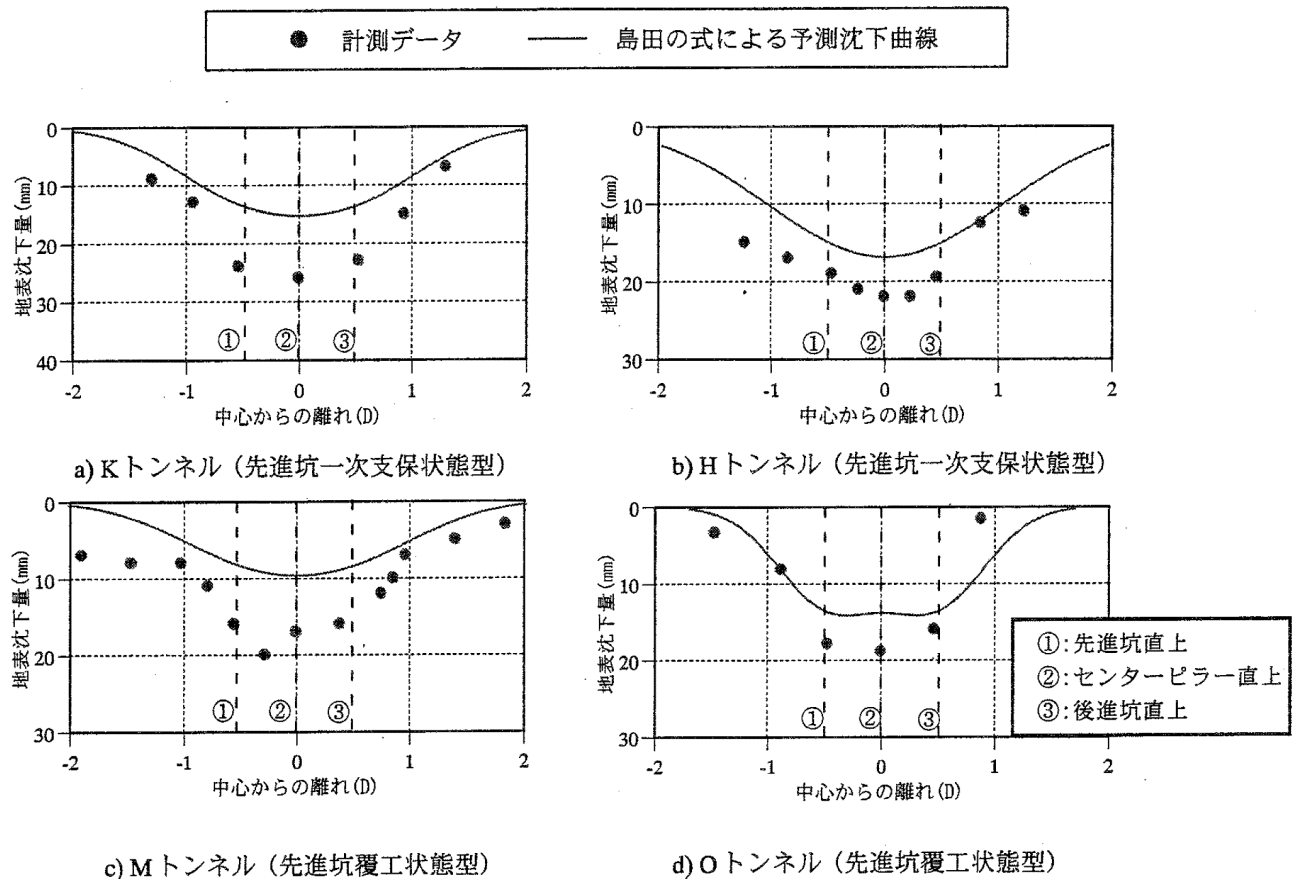


図 2.17 後進坑施工完了時の地表面沈下曲線の代表例

2.6.3 施工方法の違いによる地表面沈下量の比較解析

宮野前ら³⁾は、表 2.1 に示しためがねトンネルの各施工方法について、土被り高さをトンネル全幅（≒2 本の本坑幅の合計）とした解析モデルを用いた二次元 FEM 解析によって、地表面沈下量の比較検討を実施している。図 2.18 は、センターピラー直上における地表面沈下の変化を示したものである。後進坑掘削時に、めがねトンネル施工方法の違いが顕著に表れており、無導坑方式が最も大きな沈下量となっている。また、1 本導坑方式と 3 本方式を比較すると、あまり大きな差異はない。

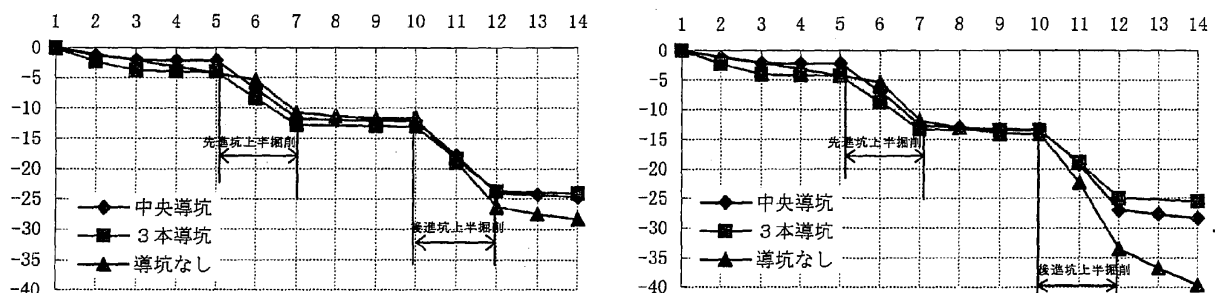
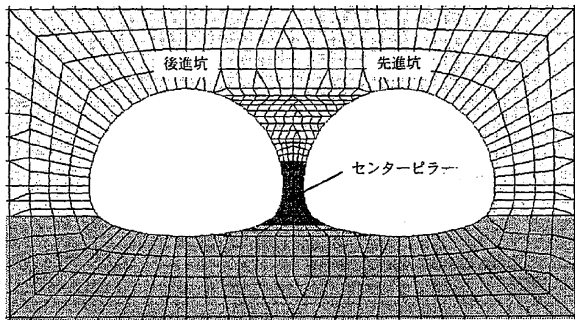


図 2.18 地表面沈下量の比較

2.7 めがねトンネルの耐震性能に関する研究

山岸ら¹⁵⁾は、めがねトンネルの覆工コンクリートの地震時挙動を明らかにすることを目的に、FEM 応答震度法による地震応答解析を行っている。めがねトンネルの種類は、1本導坑方式および無導坑方式について比較検討を行っている。

(a) 1本導坑方式



(b) 無導坑方式

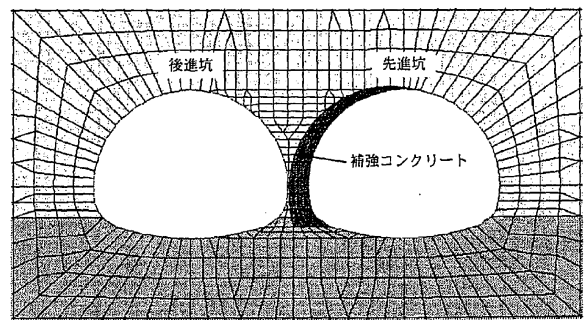
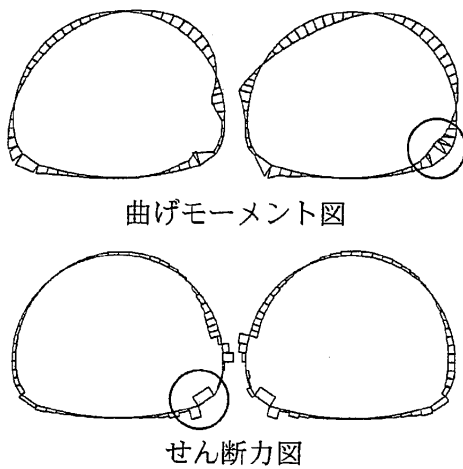


図 2.19 検討断面図

(a) 1本導坑方式



(b) 無導坑方式

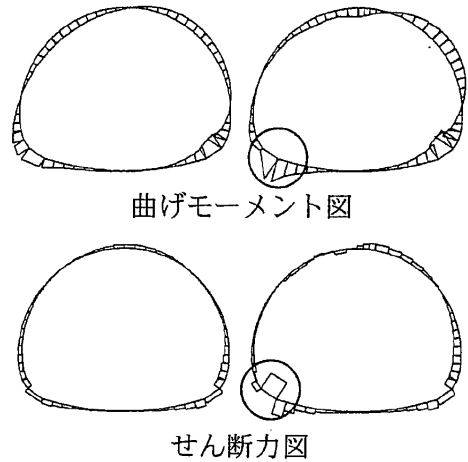


図 2.20 断面力図

表 2.12 相対変位の比較

ケース	相対変位	
	後進坑	先進坑
1本導坑方式 (インバート支持型)	1.00	1.20
無導坑方式 (拡幅方式)	1.18	1.46

表 2.13 発生断面力の比較

	ケース	曲げモーメント		せん断力
		最大値	最小値	最大値
後進坑	1本導坑方式 (インバート支持型)	1.00	-1.13	1.00
	無導坑方式 (拡幅方式)	1.08	-1.37	0.69
先進坑	1本導坑方式 (インバート支持型)	1.05	-1.44	0.92
	無導坑方式 (拡幅方式)	1.93	-1.80	1.70

1 本導坑方式と無導坑方式を比較すると、無導坑方式における後進坑のせん断力以外は全て 1 本導坑方式の方が発生断面力は小さくなっている。

中央導坑方式ではセンターピラーがあるために、覆工コンクリートの背面には、スプリングライン付近にコンクリートと地山との境界がある。したがって、その位置において、無導坑方式では発生していない局所的に大きな曲げモーメントおよびせん断力が発生している。また、アーチ部のセンターピラー側についても、無導坑方式よりも、大きな曲げモーメントおよびせん断力が発生する傾向がある。しかしながら、アーチ覆工とインバートとの接続部付近の隅角部において、中央導坑方式よりも無導坑方式の方が大きな断面力が発生しており、センターピラーのある方が全体的には耐震性能の高い構造となっている。

2.8 本研究の展望

本節では、従来の研究をまとめるとともに本研究の展望を述べる。

(1) センターピラーの挙動

低土被りのトンネルが大半であることもあり、先進坑掘削時にトンネルの内空変位は拡大傾向にある事例が多い。その際、センターピラーは後進坑側に傾斜するが、ピラー底盤の土圧は、先進坑側よりも後進坑側の方が大きくなる事例と、一見矛盾しているように思われるが、後進坑側よりも先進坑側の方が大きくなる事例があり、相反するような現象が見られる。また、先進坑掘削時におけるセンターピラー壁部の発生応力についても、先進坑側よりも後進坑側の方が大きくなる事例と、後進坑側よりも先進坑側の方が大きくなる事例の両方が見られる。このように、ピラーの傾斜方向が同一であっても、ピラーに発生する応力状態や底盤土圧の分布状況が大きく異なる現象が見られる。

このような差異が生じる原因としては、地盤条件やセンターピラーの形状等が考えられるが、現在のところ明らかにはなっていない。そこで、本研究では、地盤条件やセンターピラーの形状の違いが、センターピラー内部の応力状態やピラー底盤土圧にどのように影

響するかを解析的に検討することによって、センターピラーのトンネル掘削時挙動のメカニズムを解明する。さらには、得られた知見を用いて、合理的かつ効果的なセンターピラーの形状についても検討する。

(2) 二次元解析の限界

めがねトンネルは施工方法が非常に複雑であるため、FEM 解析等を用いた解析的手法により、事前に十分な予測を行った上で掘削を行うことが重要であると認識されている。しかしながら、通常の単一トンネルよりも三次元的な挙動が卓越すると想定されるにもかかわらず、現状では掘削解放率を用いた二次元 FEM 解析で検討されている事例がほとんどである。また、掘削解放率の設定に関しては、土被りが大きく、掘削の影響が地表面にまで及ばないトンネルで用いられている一般的な値を採用している例が多い。低土被りのトンネルでは、掘削に伴う影響が地表面にまでおよぶため、一般的な掘削解放率でトンネル掘削時の変形挙動を再現できるかどうかは疑問が残る。さらに、めがねトンネルの後進坑掘削については、先進坑が存在する状態での掘削となるので、掘削解放率を適切に設定することは非常に困難と思われる。

このような背景から、複雑なめがねトンネルの掘削時挙動を正確に評価するためには、三次元解析を行うことが必要不可欠であると考えられる。そこで、本研究では、4 連めがねトンネルという非常に特殊なめがねトンネルを対象として、施工前に行った三次元予測解析と計測結果を比較することによって、三次元解析の妥当性について検討する。

(3) 後進坑掘削時の再現性

種々の計測結果から、後進坑の掘削に伴って、先進坑の中央導坑側脚部の支保応力が大幅に増大する傾向があることが判明している。また、後進坑よりも先進坑の方が大きな支保応力が発生する傾向がある。しかしながら、FEM 解析においては、後進坑掘削時に先進坑の脚部の支保応力が大幅に増大する現象は再現できておらず、後進坑掘削完了時には先進坑と後進坑の支保応力は同等になる結果となっている。このように、特に後進坑掘削時の挙動の再現性は、現状では十分ではないと考えられる。

このような後進坑掘削時の挙動を含めて、通常の三次元解析では再現できない挙動がある可能性がある。そこでまず、予測解析結果と計測結果の差異の原因となりうるめがねトンネルの特徴を整理する。そして、整理した特徴を考慮できる解析上の工夫を施した事後解析を実施し、三次元解析による 4 連めがねトンネルの掘削時挙動の再現性を高めることを試みる。

参考文献

- 1) 青木宏一，上村正人，梶山孝司，中川浩二：わが国におけるめがねトンネルの現状と課題，トンネルと地下，Vol.32，No.9，pp.53-62，2001.
- 2) 森田篤，宮野前俊一，梨本裕，今田徹：めがねトンネルから超近接トンネルへ，トンネルと地下，Vol.37，No.1，pp.55-63，2006.
- 3) 宮野前俊一，森田篤，梨本裕，関順一，高森貞彦：FEM 解析によるめがねトンネルの施工法の検討，トンネル工学研究論文・報告集，第 8 巻，pp.151-156，1998.
- 4) 高橋真一，古家義信：超近接（めがね）トンネル掘削時の地盤変状予測に関する研究，トンネル工学研究論文・報告集，第 16 巻，pp.21-26，2006.
- 5) 菊本統，岸田潔，木村亮，田村武：降下床実験による離隔のない双設トンネルに作用する土圧評価手法の構築，土木学会論文集，No.799/III-72，pp.25-36，2005.
- 6) Terzaghi, K. : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, New York, pp.66-75, 1943.
- 7) 松田哲夫，豊里栄吉，五十嵐瑞穂，梨本裕，梶山孝司：1 本導坑センターピラー共有型メガネトンネルの設計法と検証，トンネル工学研究論文・報告集，第 7 巻，pp.1-6，1997.
- 8) 豊里栄吉，岩島保，五十嵐瑞穂，梨本裕：土かぶりの薄いメガネトンネルを掘る 第二神明道路（改築） 小束山トンネル，トンネルと地下，Vol.28，No.9，pp.27-40，1997.
- 9) 田中隆行，黒川清和，荒川真一，森田篤：洪積砂礫層の小土かぶりめがねトンネル 南多摩・新滝山街道 戸吹トンネル，トンネルと地下，Vol.36，No.1，pp.17-25，2005.
- 10) 山田浩幸，宇多隆彦，川端康夫，石橋照久，橋爪大輔：都市部における長大メガネトンネルの設計と施工，トンネル工学研究論文・報告集，第 13 巻，pp.163-168，2003.
- 11) 酒井照夫，宮野前俊一，黒木繁盛，森田浩二，桜井孝臣，梨本裕：めがねトンネルにおけるセンターピラーの補強設計，土木学会論文集，No.770/VI-64，pp.33-42，2004.
- 12) 青木宏一，若狭紘也，上村正人，進士正人，中川浩二：現場計測データに基づくめがねトンネルへの作用荷重と周辺地山挙動の評価，トンネル工学研究論文・報告集，第 12 巻，pp.371-376，2002.
- 13) 若狭紘也，上村正人，青木宏一，進士正人，中川浩二：めがねトンネル施工における地表面への影響評価，トンネル工学研究論文・報告集，第 13 巻，pp.281-286，2003.
- 14) 島田隆夫：土被りの浅い鉄道山岳トンネルにおける地表沈下の形状および発生機構に関する研究，鉄道技術研究報告書，No.1162（施設編第 509 号），1981.2.
- 15) 山岸高広，有田淳，桜井孝臣，黒木繁盛，平本正行：めがねトンネルの耐震性に関する数値解析的検討，トンネル工学研究論文・報告集，第 15 巻，pp.57-62，2005.

第3章 三次元解析による地盤・支保挙動に関する検討

3.1 概要

4 連めがねトンネルという特殊な構造を有している第二京阪道路小路トンネルを対象として、トンネル周辺地盤の安定性やトンネル支保構造の安全性について検討を行う。山岳トンネルの支保設計において一般的に用いられている二次元解析では、4 連めがねトンネルの複雑な掘削手順を忠実には再現することが出来ないため、解析結果の信頼性が劣ると判断し、三次元逐次掘削解析に基づいて、検討を実施することとした。なお、本検討の場合、三次元解析は二次元解析よりも以下のような点で有利である。

- ①実際の施工状態を逐次表現できる
- ②上半と下半の離れを再現でき、加背の妥当性の判断を行うことができる
- ③先進坑と後進坑の離れを再現でき、双方の離隔距離に関して妥当性の判断を行うことができる
- ④三次元地質構造を忠実に再現できる
- ⑤地表面に対する先行変位や周辺域の三次元的な変形挙動を把握できる

一方、一般にトンネル掘削を実施するためには、掘削に伴う地盤の安定性やトンネルの変形挙動を事前に把握し、施工管理にあたる必要があると考えられる。また、本トンネルは、土被りも小さく、トンネルの近傍に民家が位置するという厳しい条件下での施工となるため、トンネルの変形挙動等を正確に予測する必要があると考えられた。そこで、4 本のトンネル切羽位置による影響や三次元的な地質、地形構造の影響を再現した三次元掘削解析結果をもとに、施工時に必要とされる以下の管理基準値を設定することとした。

①民地部変形量

本工事において重要な管理項目である。解析予測値と周辺民地に対する許容値を比較することで、管理基準値の設定を行う。

②トンネル直上部地表面沈下量およびトンネル変形量

本変形量は、民地部変形量と強い相関関係があると考えられるため、予測解析から求められる相関関係を利用して管理基準値の設定を行う。

③ピラーコンクリート変位量

ピラーコンクリートは、地表面沈下の抑制やトンネル全体の安定性に対して非常に重要な役割を果たすと考えられる。そこで、ピラーの変位傾向や変位量を解析的に予測し、この予測値をもとに施工時には管理することとする。

3.2 4連めがねトンネルの概要

3.2.1 トンネル位置

第二京阪道路は、一般国道 1 号のバイパスとして京都・大阪間を連結し、現道の交通混雑を緩和すると同時に近畿地方の広域幹線道路網の一端を担う自動車専用道路である。小路トンネルは、第二京阪道路の寝屋川北 IC～寝屋川南 IC 間の住宅が密集する丘陵部に位置している。



図 3.1 近畿地方の広域幹線網およびトンネル位置図(文献¹⁾を加筆修正)

3.2.2 構造的特徴

小路トンネルは、図 3.2 に示すように、4 本の本坑トンネル（自動車専用道路部〔以下、専用部〕：2 本、 $A=170\text{m}^2$ 、一般国道部〔以下、一般部〕：2 本、 $A=85\text{m}^2$ ）がそれぞれつながった形状をしている。本坑トンネル間に設置されている 3 本のセンターピラーは、本坑トンネルの掘削に先立って掘削される導坑（3 本、 $A=40\text{m}^2$ ）内部に、SRC 構造として構築される。このセンターピラーは、本坑の一次支保のみを支える構造とするために、二次覆工とは分離された構造を採用している。

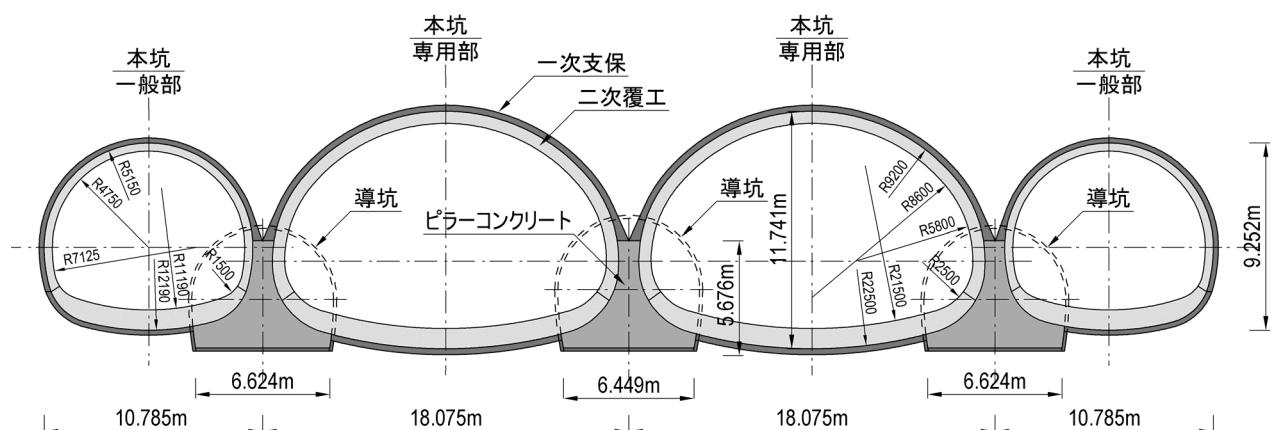


図 3.2 小路トンネル標準断面図

3.2.3 地形・地質概要

当該工事場所は枚方丘陵の南西部に位置し、枚方丘陵は大阪層群とそれを覆う尾根部段丘層および谷底低地の沖積層により構成されている。大阪層群は粘性土層（Oc），砂質土層（Os），礫質土層（Og）の互層となっており，トンネル掘削箇所の大部分は地下水（第2帯水層）を有する未固結砂質土層となっている。トンネル区間の地層はほぼ水平に堆積しているが，大阪側坑口部周辺は枚方撓曲の影響で地層が急激にもぐりこんでおり，非常に複雑になっている。また，トンネル区間の発進側，到達側には旧谷筋が存在し，そこにはN値が5以下の軟弱粘土層が確認されている。

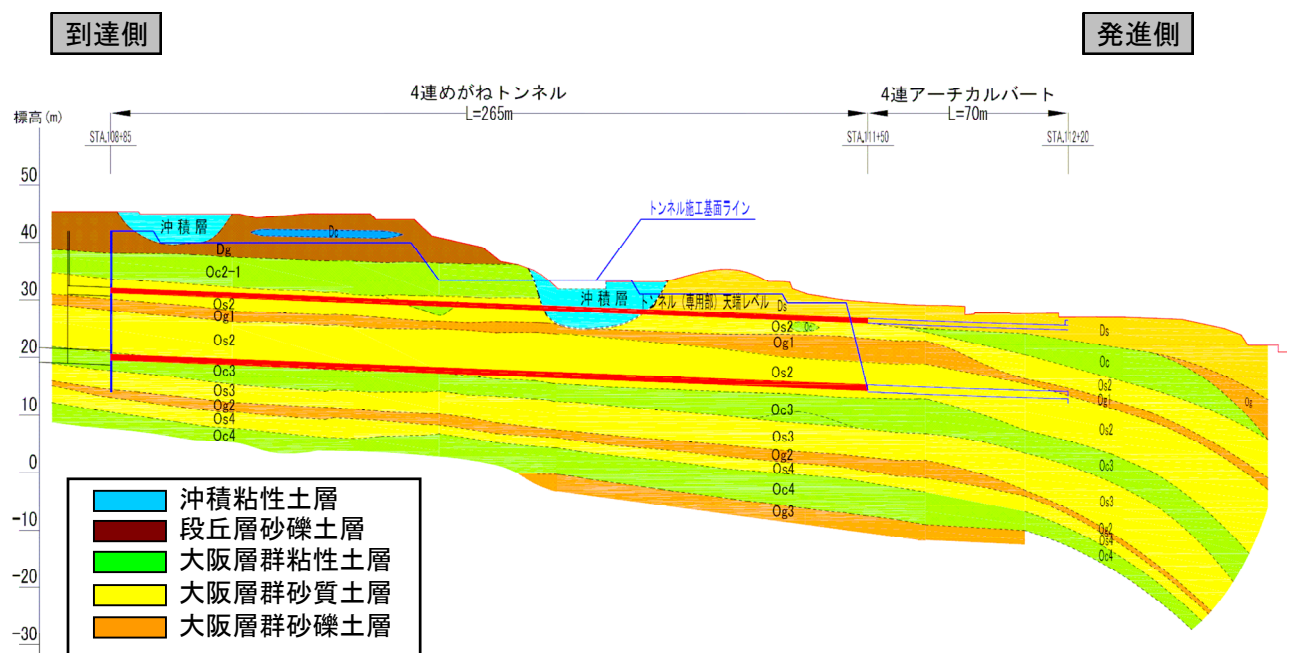


図 3.3 地質縦断図

3.2.4 地表面沈下対策

小路トンネルは，粘性土層・砂質土層・砂礫土層が互層状の未固結堆積物からなる大阪層群に位置し，土被りが最大で約 10m と小さく，住宅が近接している。このような背景から，出来る限り民地部の沈下を抑制するために，以下の工法を採用してトンネル周辺地山を補強した後，トンネル掘削を実施することとした。

- ①地中連続壁工
- ②地盤改良工
- ③長尺先受け工

図 3.4 は，上記工法の施工位置および範囲を示しており，トンネル全長は大きく 3 区間に分けられており，発進側から順に，①地盤改良区間，②AGF 区間，③開口部山留め対策区間，となっている。

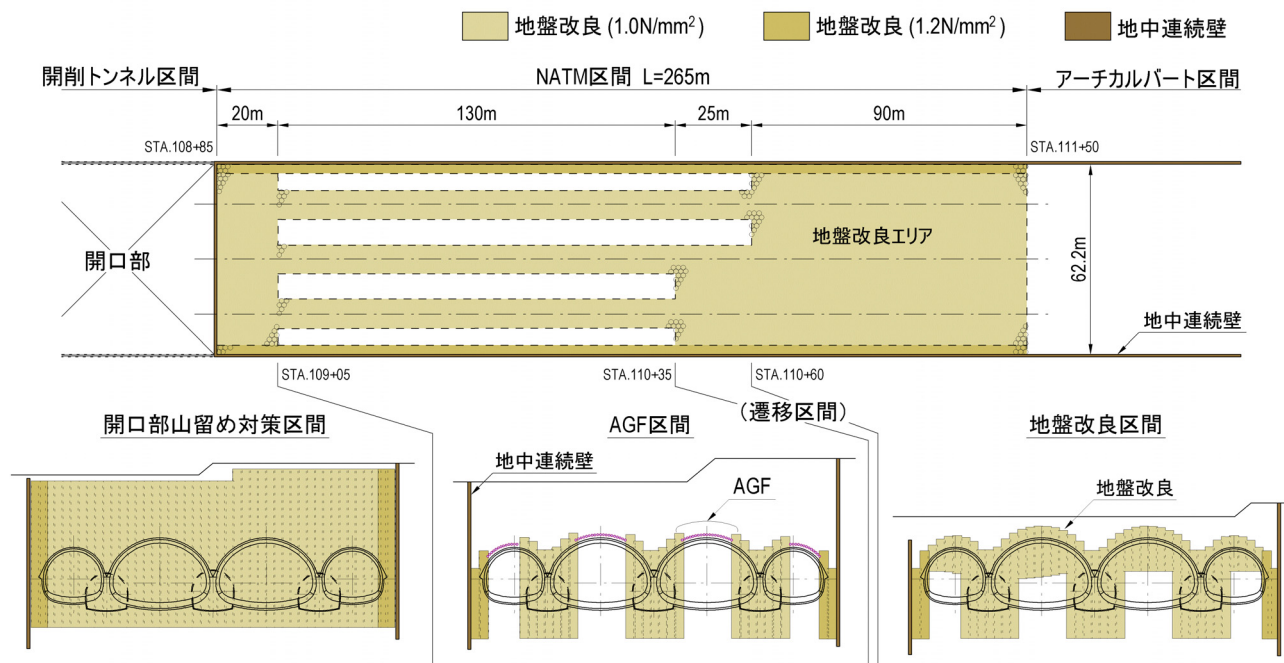


図 3.4 地表面沈下対策工法施工概要図

まず、地盤改良区間は、土被りが非常に小さく、かつ、軟弱な沖積土層がトンネル断面内に現れることから、地盤改良の範囲がトンネル上半まで適用されている区間である。次に、AGF 区間は、掘削時の天端崩落を防ぐために、地盤改良の代わりに注入式長尺鋼管先受け工が採用されている区間である。地盤改良区間と AGF 区間の間は遷移区間であり、発進側から見て、左半分が地盤改良区間の対策と同一で、残り半分が AGF 区間の対策と同一である。最後に、開口部山留め対策区間は、本トンネルが到達する開口部の山留めを補強する目的で、トンネル下端まで地盤改良が適用されている区間である。

(1) 地中連続壁

地下水位の高い大阪層群での施工となるため、トンネル内に流入する地下水を遮水するとともに、トンネル掘削に伴う地表面沈下の抑制効果を期待して、掘削に先立ち地中連続壁を施工することとした。さらには、トンネル自体が掘削の影響により水平方向に広がるのを抑制し、トンネル全体の安定性の確保に寄与することを期待している。

図 3.5 は地中連続壁の施工模式図を示しており、チェーンソー型のカッターで横方向に地盤を掘削した後に、セメントミルクと原地盤を混合攪拌し、芯材（H 型鋼）を挿入する構築工法を採用した。

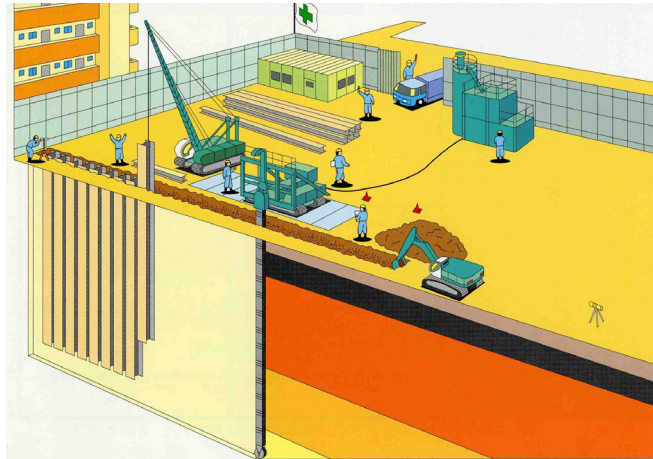


図 3.5 地中連続壁の模式図(文献²⁾を加筆修正)

(2) 地盤改良

以下の内容を主目的として、地表面からの地盤改良を採用した。

- ・トンネル掘削時の切羽安定対策
- ・センターピラーの支持力確保
- ・二次覆工の長期および地震時安全性の向上

図 3.4 に示すように、土被りや地質状況に応じて、異なる改良範囲を設定している。また、数値解析等に基づいて、改良体の必要強度を 1.0N/mm^2 および 1.2N/mm^2 と決定している³⁾。一方、施工方法に関しては、スラリー状の固化材を原位置に吐出しながら原位置土と固化材を機械的に強制混合攪拌して、所定の深度まで削孔したのち混合攪拌装置を引き抜きつつ、再度土と固化材を攪拌することによって地盤改良体を造成する工法を採用した。

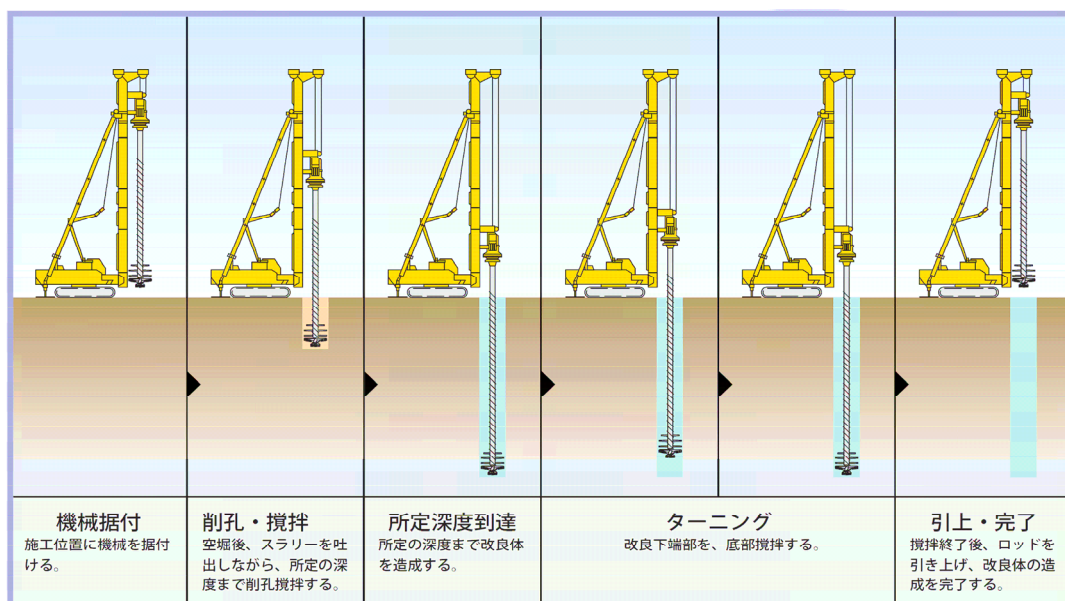


図 3.6 地盤改良工の模式図²⁾

(3) 長尺先受け工

地盤改良を実施していない範囲の本坑掘削においては、掘削時の天端崩落防護を目的として、注入式長尺鋼管先受け工を実施することとした。本工法は、現場で通常使用されているドリルジャンボにて鋼管打設を行い、注入によりトンネル前方に約 12m の先受けを施工できるという特徴を有している。

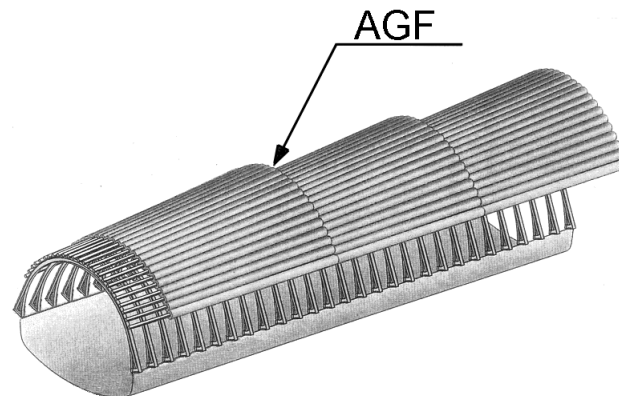


図 3.7 長尺先受け工の模式図

3.2.5 施工手順

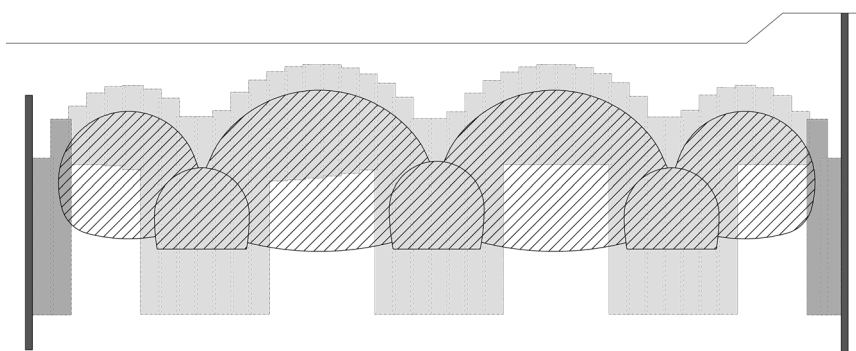
施工手順を図 3.8 に、掘削手順図を図 3.9 に示す。

地中連続壁工および地盤改良工の完了後、まず 3 本の導坑を並行して掘削し、掘削完了後、導坑内にピラーコンクリートを打設する。次に、4 本の本坑の内、隣り合わない 2 本のトンネル（先進坑）の掘削を同時に開始し、切羽が 150m 掘削した時点で残り 2 本のトンネル（後進坑）の掘削を開始する。また、覆工コンクリートについては、後進坑掘削の影響が無くなった時点で打設する。

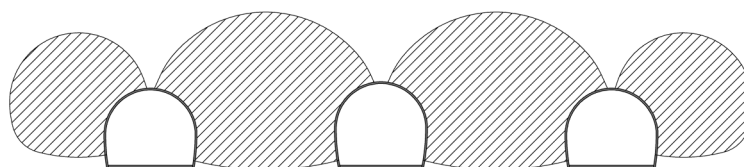
詳細な掘削手順は、以下のとおりである。

- ・導坑掘削：インバート吹付けは導坑上部の 1m 後方で施工
- ・先進坑掘削：上半と下半切羽離れ 50m。インバート掘削は下半切羽後方 100m で実施
- ・後進坑掘削：先進坑上半掘削 150m 完了後、後進坑上半掘削開始
上半と下半切羽の離れ 50m
インバート掘削は下半切羽後方 100m で実施

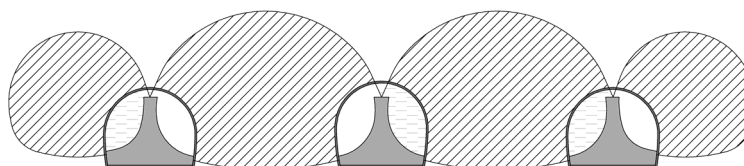
①地中連続壁工および地盤改良工



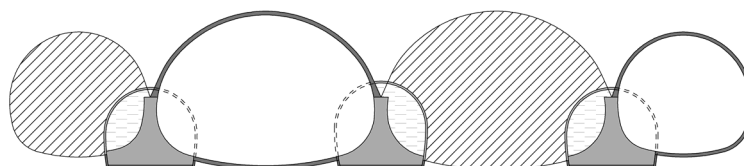
②導坑掘削



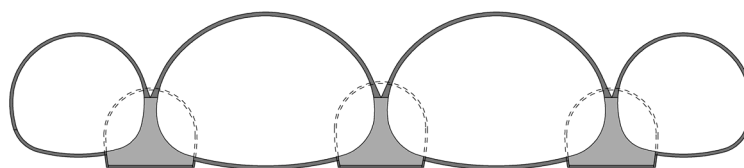
③ピラーコンクリート打設



④先進坑掘削



⑤後進坑掘削



⑥覆工コンクリート打設

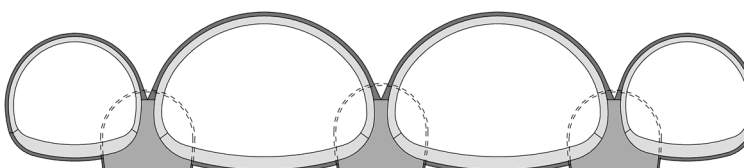


図 3.8 施工手順図

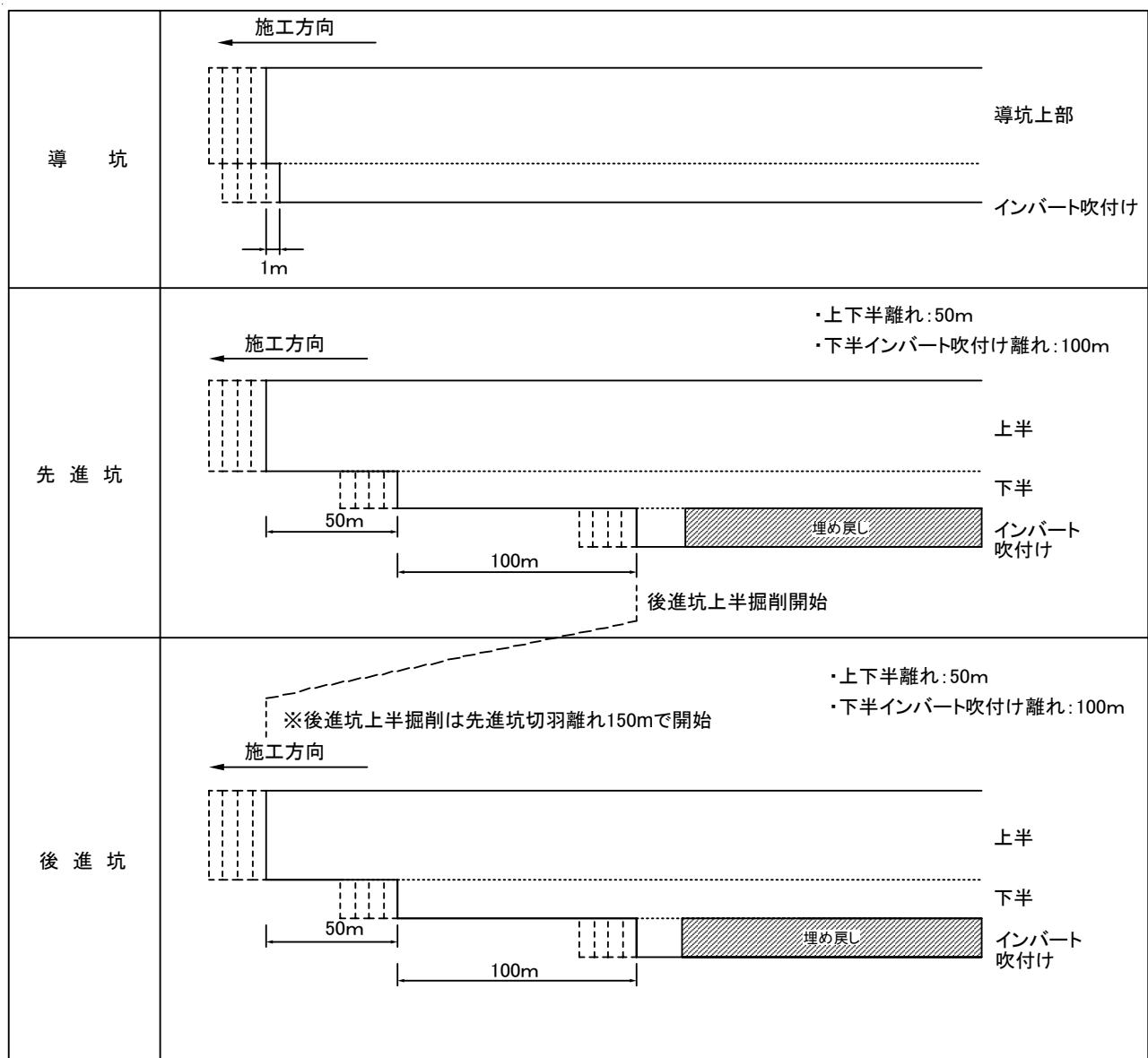


図 3.9 掘削手順図

3.3 解析条件

以下に示す条件で，三次元逐次掘削解析を行う．

(1) 解析コード

FLAC3D version2.1（有限差分法）⁵⁾

(2) 三次元解析モデル

図 3.10 に三次元解析モデル図を示す．三次元的な地形・地質条件等に関して，本解析モデルで考慮した項目を以下に列挙する．

- ・ 地表面形状
- ・ 洪積層（大阪層群）の地層境界面
- ・ 旧谷筋に位置する軟弱層（沖積粘性土）の分布形状
- ・ 地中連続壁および地盤改良の配置

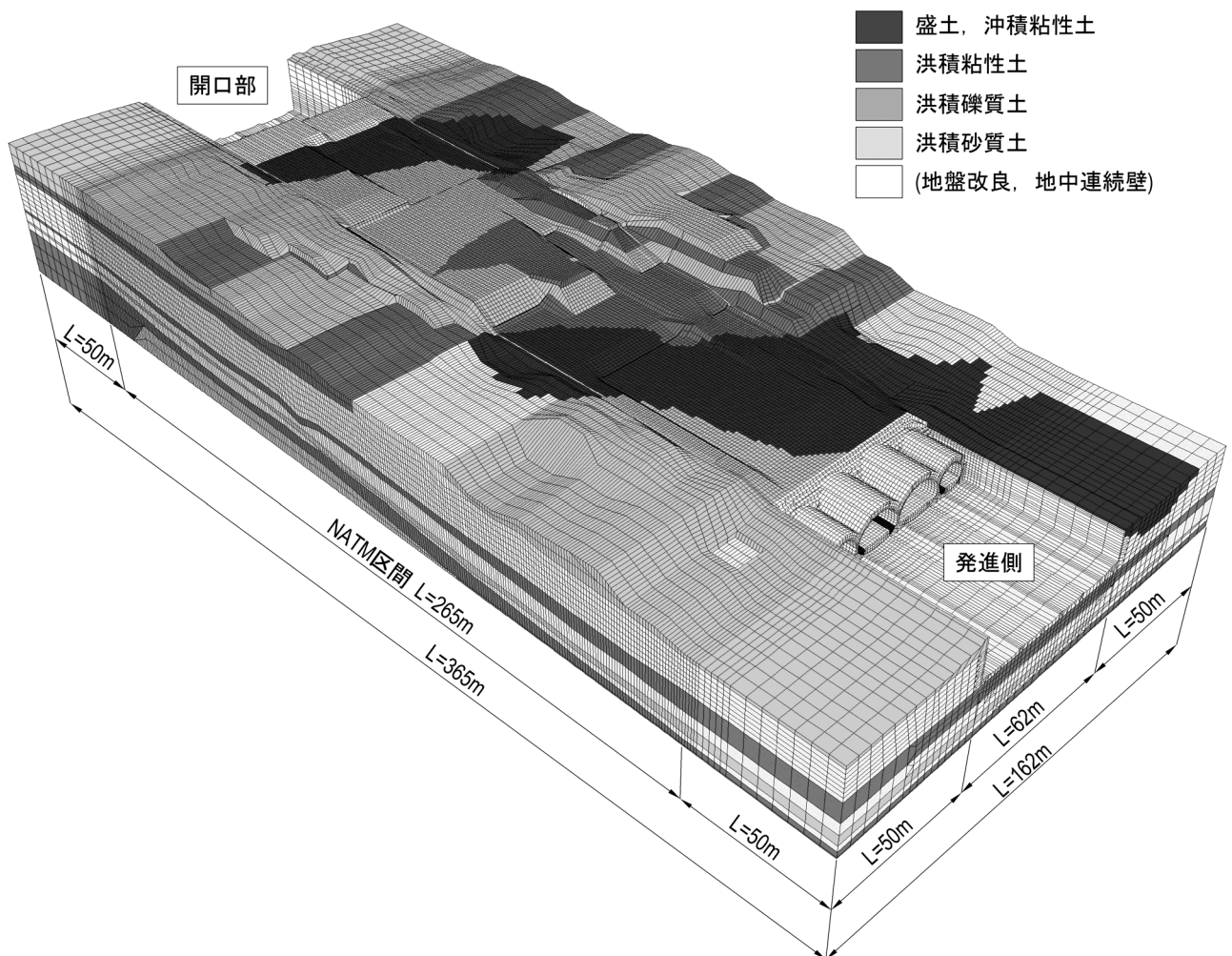


図 3.10 三次元解析モデル

(3) 地山モデル

地山はソリッド要素を用い、Mohr-Coulomb の破壊基準に基づく弾完全塑性体とした。これを採用する理由は以下に示す通りである。

- ・本トンネルにおいて掘削対象となる未固結地山は一般的に低強度であり、トンネル掘削に伴う応力解放により、地盤の応力状態が破壊基準に達する場合も容易に想定される。このような状況において、解析に用いる地盤の応力～ひずみ関係には、地盤の破壊後の挙動（不平衡応力の再配分）を評価できることが求められる。
- ・本トンネルにおいては、導坑掘削、先進坑掘削、後進坑掘削と、その掘削過程が複雑であり、これに伴う地盤の応力変化も複雑な経路をたどるものと思われる。このような状況において、解析に用いる地盤の応力～ひずみ関係には、地盤が載荷・除荷過程において示す非可逆的な挙動を評価できることが重要と思われる。

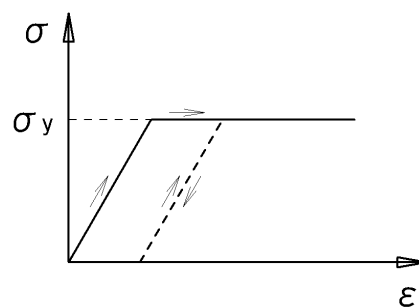


図 3.11 弾完全塑性モデル

(4) 支保モデル

地中連続壁は、ソイルセメントと芯材の曲げ剛性および軸剛性の特性を考慮し、それらを合成したソリッド要素としてモデル化することとした。

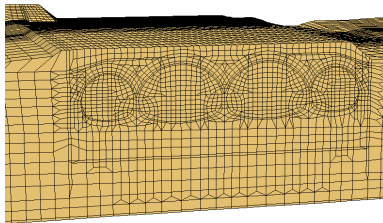
導坑の支保部材は、吹付けコンクリートと鋼製支保工の曲げ剛性および軸剛性の特徴を考慮したシェル要素とした。曲げ剛性は、コンクリートの曲げ剛性を無視して、鋼製支保工の曲げ剛性と等価にした。一方、軸剛性は、吹付けコンクリートの軸剛性と鋼製支保工の軸剛性を足し合わせた。

本坑の支保部材は、導坑支保よりも厳密にモデル化するために、吹付けコンクリートと鋼製支保工を別々にモデル化した。吹付けコンクリートはソリッド要素でモデル化することで、掘削荷重がセンターピラーへ面的に伝達されるようにした。鋼製支保工はビーム要素でモデル化し、吹付けコンクリートをモデル化したソリッド要素中に設置した。また、ピラーコンクリートはソリッド要素でモデル化した。

3.4 解析ステップ

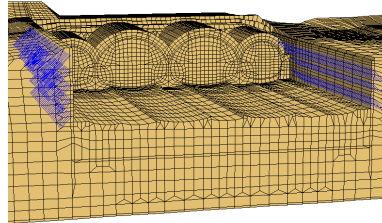
図 3.12 に解析ステップ図を示す．図 3.9 に示した 4 本のトンネルの掘削手順，および先進坑と後進坑の切羽離れや上半切羽と下半切羽の離れ等を忠実に再現することとした．

①初期応力

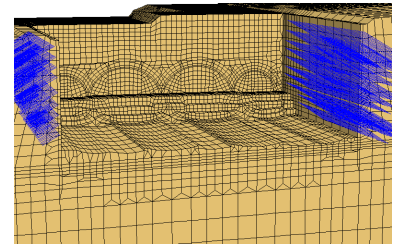


②切土およびアンカー

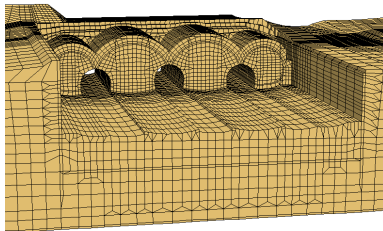
[発進側]



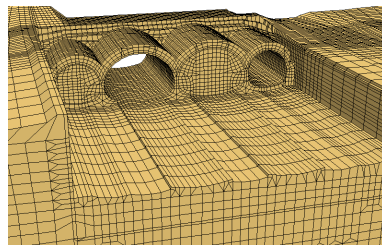
[到達側]



③導坑掘削



④先進坑掘削



⑤後進坑掘削

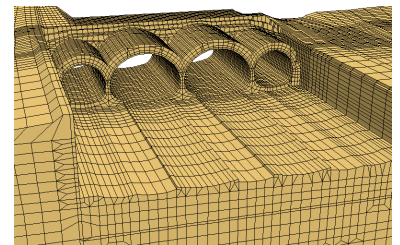


図 3.12 解析ステップ

3.5 解析用物性値

3.5.1 地盤の解析用物性値

各層における地盤の解析用物性値は，地質調査結果⁷⁾に基づき表 3.1 にように設定した．

表 3.1 地盤の解析用物性値

地 層 名		記号	代表N値	単体重量 (kN/m ³)	変形係数 (kN/m ²)	ポアソン比	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)
盛土層		B	10	18.0	5 000	0.3	0.0	27.0
沖積粘性土層		Ac	4	19.0	2 000	0.4	25.0	0.0
段丘 層	礫質土	Dg	17	19.5	11,900	0.3	0.0	31.0
	粘性土	Dc	12	18.0	8,400	0.4	120.0	0.0
大阪 層群	粘性土	Oc2	10	17.0	16,000	0.4	100.0	0.0
	砂質土	Os'	40	20.0	38,000	0.3	0.0	39.5
	砂質土	Os2	40	20.0	38,000	0.3	0.0	39.5
	礫質土	Og1	43	21.0	40,850	0.3	0.0	40.4
	粘性土	Oc3	18	17.5	28,800	0.4	200.0	0.0
	砂質土	Os3	46	20.0	43,700	0.3	0.0	41.3
	礫質土	Og2	49	21.0	46,550	0.3	0.0	42.1
	砂質土	Os4	45	20.0	42,750	0.3	0.0	41.0
	粘性土	Oc4	28	18.0	44,800	0.4	180.0	0.0

地盤の解析用物性値に関しては、以下の方針に基づき設定することとした。

- ・単位体積重量は、地質調査結果⁷⁾に基づいて設定する。
- ・変形特性のうち変形係数については、孔内水平載荷試験より求められる変形係数と N 値の相関を地質ごとに整理したうえで設定する。図 3.13 より、下記の通り変形係数 E を設定する。なお、平板載荷試験相当の変形係数（例えば、 $E = 2800 \text{ N (kN/m}^2\text{)}$ ）を採用することも考えられるが、地表面沈下等の変形量に対しては安全側の設定となること、「日本道路公団試験研究所：都市部 NATM トンネル解析的設計の手引き」⁶⁾においても孔内水平載荷試験結果を基本としていること、より下記の通り変形係数を設定することとする。

- ①沖積層 : $E = 500 \text{ N (kN/m}^2\text{)}$ ← 地質調査報告書⁷⁾に準拠
- ②段丘層 : $E = 700 \text{ N (kN/m}^2\text{)}$ ← 地質調査報告書⁷⁾に準拠
- ③大阪層群粘性土 : $E = 1600 \text{ N (kN/m}^2\text{)}$ ← 図 3.13 より
- ④大阪層群砂・礫質土 : $E = 950 \text{ N (kN/m}^2\text{)}$ ← 図 3.13 より

- ・ポアソン比については、各地質の一般的な値を採用することとする。
- ・粘着力と内部摩擦角については、地質調査結果⁷⁾に基づいて設定する。

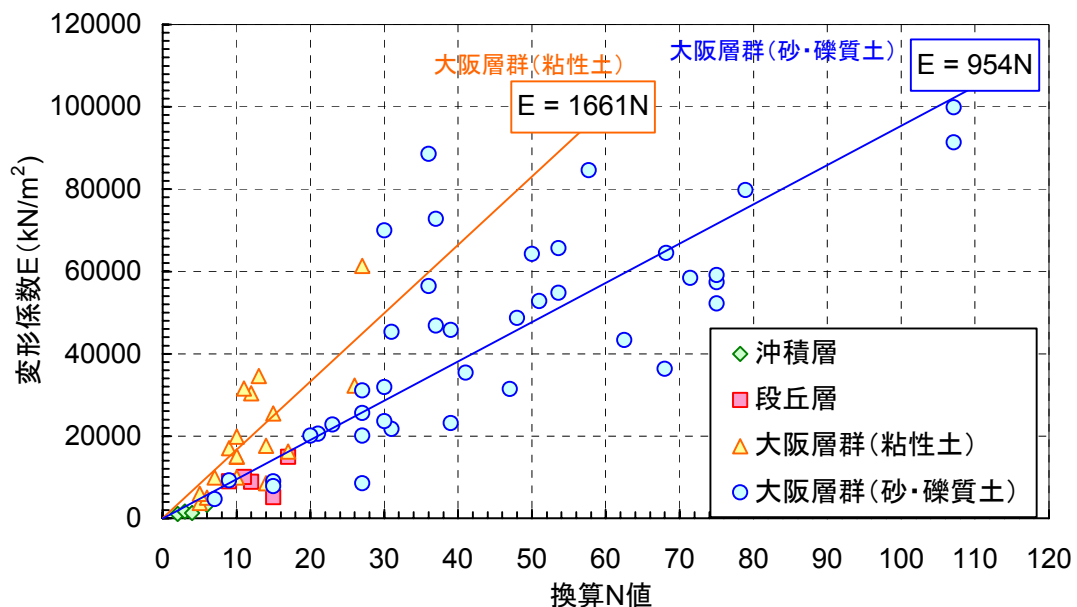


図 3.13 孔内水平載荷試験による変形係数とN値の相関

※標準貫入試験および孔内水平載荷試験の結果は、「中央開発(株):「第二京阪道路(寝屋川市域)国守地区地質調査業務 報告書(平成 13 年 3 月)」⁷⁾に基づく

3.5.2 改良地盤の解析用物性値

改良地盤の変形係数 E は、図 3.14 および図 3.15 を参考として、安全側となるように、 $E = 150q_u$ (q_u : 改良強度) とする。また、ポアソン比は 0.2 とする。

改良地盤の粘着力 c は、 $c = q_u/2$ とする。また、内部摩擦角は 0° とする。

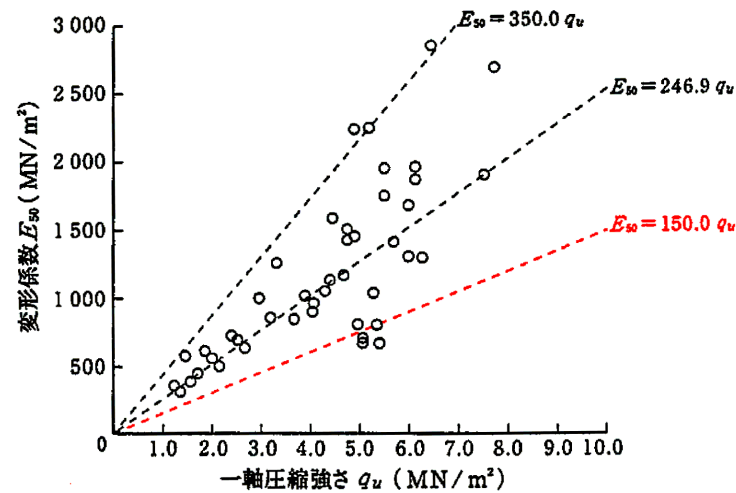


図 3.14 RAS コラム工法における一軸圧縮強度と変形係数の関係⁸⁾

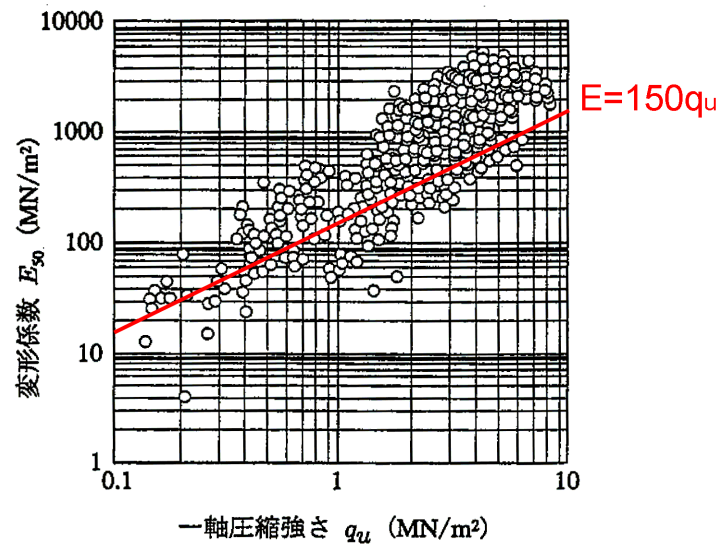


図 3.15 一軸圧縮強度と変形係数の関係(文献⁹⁾に加筆)

3.5.3 支保部材の解析用物性値

表 3.2 に、支保部材の解析用物性値を示す．ここで、専用部の吹付けコンクリートは、高強度 ($f_{ck} = 36\text{N/mm}^2$) であり、その弾性係数は、「(財) 日本トンネル技術協会：第二東名・名神トンネルの合理的支保構造に関する検討報告書，平成 8 年 2 月」¹⁰⁾ と同様に、 $E = 6,000\text{N/mm}^2$ とする．また、地中連続壁（ソイルセメント）およびエアモルタルの弾性係数 E は、前述の改良地盤と同様に、それぞれの設計基準強度 f_{ck} に対して、 $E = 150f_{ck}$ と仮定する．

表 3.2 支保部材の解析用物性値

支保部材	要素種別	弾性係数 (kN/m^2)	断面積 (m^2)	断面二次 モーメント (m^4)	ポアソン比	備 考
導坑 支保	シェル要素 (合成)	8.47E+06	1.69E-01	1.62E-05	—	$f_{ck} = 18\text{N/mm}^2$ H-150
専用部 吹付けコンクリート	ソリッド要素	6.00E+06	($t = 250\text{mm}$)	—	0.2	$f_{ck} = 36\text{N/mm}^2$
専用部 鋼製支保工	ビーム要素	2.00E+08	6.35E-03	4.72E-05	—	HH-200
一般部 吹付けコンクリート	ソリッド要素	4.00E+06	($t = 200\text{mm}$)	—	0.2	$f_{ck} = 18\text{N/mm}^2$
一般部 鋼製支保工	ビーム要素	2.00E+08	3.97E-03	1.62E-05	—	H-150
地中連続壁	ソリッド要素 (合成)	3.63E+06	—	—	0.3	$f_{ck} = 0.5\text{N/mm}^2$ I-400×200
ピラーコンクリート	ソリッド要素	2.80E+07	—	—	0.2	$f_{ck} = 30\text{N/mm}^2$
エアモルタル	ソリッド要素	1.50E+05	—	—	0.3	$f_{ck} = 1.0\text{N/mm}^2$
地盤改良土	ソリッド要素	(弾性係数は設計基準強度の 150 倍)			0.2	
AGF 鋼管	ビーム要素	2.00E+08	2.04E-03	3.00E-06	—	
AGF(改良体)	ソリッド要素	1.00E+05	—	—	0.3	

3.6 解析結果の評価手法

解析結果の評価は，下表の項目について実施する．

表 3.3 解析結果の評価項目

評価項目	目 的
変形量 ・ 民地境界部沈下量 ・ トンネル上地表面沈下量 ・ トンネル内空変形量 ・ ピラーコンクリート変形量	民地境界部における変形量の確認 （周辺地盤への影響評価） トンネル施工時の安定性評価 ピラーコンクリート変形量の評価
局所安全係数（図 3.16 参照） 最大せん断ひずみ分布	地山の応力状態 地山の安定性の評価
鋼製支保工応力	鋼製支保工の安全性の評価
吹付コンクリート応力	吹付コンクリートの安全性の評価

なお，表中の局所安全係数に関しては，以下の式で定義する．

$$F_s = d/r \quad (3.1)$$

ここで， F_s ：局所安全係数

d ：破壊規準線 $[\tau = c + \sigma \tan \phi]$ とモール円の中心との距離

r ：モール円の半径 $[(\sigma_1 - \sigma_3)/2]$

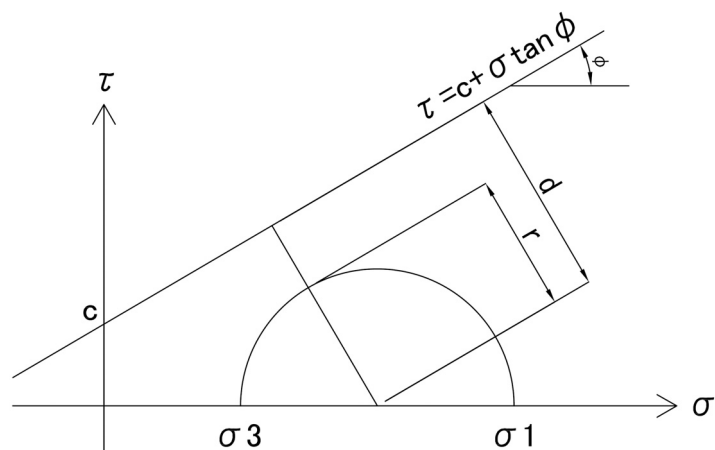


図 3.16 局所安全係数の定義

なお，民地境界における地表面沈下に対する許容値は，表 3.4 の通りである．

表 3.4 地表面沈下の許容値

	沈下量 (mm)	傾斜角 (10^{-3} rad.)	変位速度 (mm/day)
許容値	25	1.0	10

※沈下量 : 日本トンネル技術協会：地中構造物の建設に伴う近接施工指針

傾斜角 : 日本建築学会：建築基礎構造設計指針

変位速度：日本道路協会：道路トンネル観察・計測指針

3.7 地下水の取り扱い

本検討においては、トンネル掘削時には地下水を下げた状態にあると考えられるため、地下水の影響は考慮していない。しかしながら、本トンネルは防水型トンネルであるため、長期的な観点からは、地下水位の回復によってトンネルに水圧が作用すると考えられる。そこで、地下水位の回復に対する長期的安定性は、覆工によって確保することとし、別途行った覆工検討（地震時検討を含む）により補強仕様を決定している。以下に、検討の概略を示す。

覆工の常時設計荷重は、「（社）日本トンネル技術協会：トンネル解析手法の適用に関する検討 報告書（JH 日本道路公団本社委託），平成 14 年 2 月」¹⁴⁾に基づいて設定している。まず、水圧に関しては、防水型トンネルであることから考慮することとし、地下水位は観測されている水位の中で最も高い水位を採用している。また、土圧に関しては、以下の点に着目して覆工の長期的安定性を確保するため、全土被り荷重を考慮することとした。

- ① 4 連めがねトンネルという特殊な構造
- ② 土被りが小さい等の周辺地山の状況
- ③ トンネルの近傍に民家がある等の周辺環境

その他に、自重（コンクリート・埋戻し土）および上載荷重を考慮しており、これらの常時荷重に対する覆工コンクリートの構造計算を、4 連めがね構造をモデル化した骨組構造モデルを用いて実施している。照査に関しては、使用限界状態に関する検討を行っており、曲げひび割れ幅が 0.5mm 以下となるように配筋仕様を決定している。

なお、地震時検討においては、上記の常時荷重が作用した状態を初期状態として、動的解析を実施した。

3.8 掘削に伴う変形挙動

3.8.1 地表面の沈下挙動

図 3.18 に、工事用地内における地表面沈下量を示す。工事用地内の沈下測定位置は、導坑センターおよび本坑センターの直上部とした（図 3.17 参照）。導坑直上の沈下量は、導坑掘削完了時までの最大沈下量であり、本坑直上の沈下量は、本坑掘削完了時までの最大沈下量である。

トンネル直上部における沈下挙動の特徴について以下に列挙する。

- ①導坑掘削において、トンネル直上地表面は地盤改良区間で 3mm 程度、AGF 区間において 5mm 程度沈下するのみである。
- ②本坑掘削により、先進坑専用部直上の地表面で最大 43mm 程度沈下する。また、後進坑専用部直上の地表面で最大 28mm 程度沈下する。
- ③地盤改良区間よりも AGF 区間の沈下量が大きいのは、対策工法の違いと AGF 区間の土被りの方が大きいことによると推察される。
- ④専用部の先進坑と後進坑、および一般部の先進坑と後進坑を比較すると、全体的には後進坑よりも先進坑直上のほうが大きな沈下を示している。ただし、先進坑の上半掘削時に地表面は沈下するが、下半およびインバート掘削によって地表面は一旦隆起しているため、後進坑掘削時の評価は困難である。
- ⑤④の傾向とは逆に、STA.108+85～STA.109+60 間の一般部に関しては、先進坑の下半掘削によって一旦隆起しているのにもかかわらず、後進坑直上沈下量が先進坑直上沈下量よりも大きくなっている。これは、先進坑よりも後進坑の土被りが 1.5 倍程度大きくなっていることが原因として挙げられる。
- ⑥STA.108+85～STA.109+60 間の専用部に関しては、後進坑よりも先進坑の土被りが 1.5 倍程度大きくなっていることより、先進坑直上の沈下量が後進坑直上よりも大きくなっている比率が、他の区間よりも大きい。
- ⑦STA.109+60 断面では、比較として二次元解析による地表面沈下量も示してある。二次元解析の結果は、三次元解析の結果よりも 1.3～2.0 倍程度大きくなっており、特に後進坑直上の差異が大きくなっている。この差異の主要因は、二次元解析では切羽到達前の掘削解放率を一般的な 40%と設定していることであると考えられる。解放率という概念を用いない三次元解析と同等の値にするためには、切羽到達前の掘削解放率をもっと小さくする必要がある。つまり、単一トンネルに近い先進坑掘削時の掘削解放率は一般的な解放率 40%よりも小さく、後進坑掘削時の掘削解放率はそれよりもさらに小さいと推察される。切羽到達前の掘削解放率が小さくなる原因として考えられる項目を以下に列挙する。

- ・低土被り条件下における切羽到達前の掘削解放率は、高土被り条件下よりも本来小さい。
- ・先進坑掘削時には、AGF、導坑支保およびセンターピラーの影響がある。
- ・後進坑掘削時には、先進坑掘削時の影響に加えて、先進坑という大きな空洞や支保の影響がある。

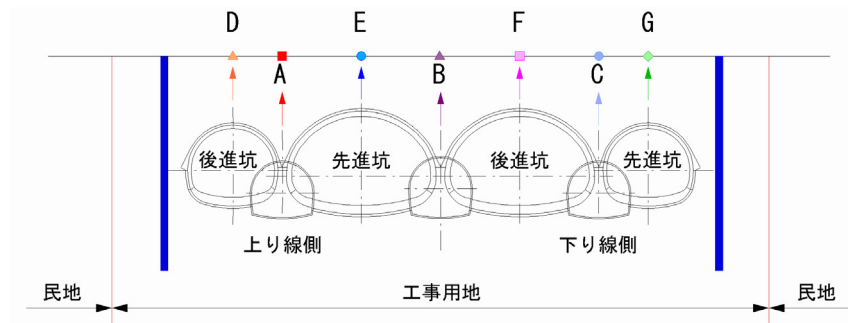


図 3.17 工事用地内地表面沈下着目位置

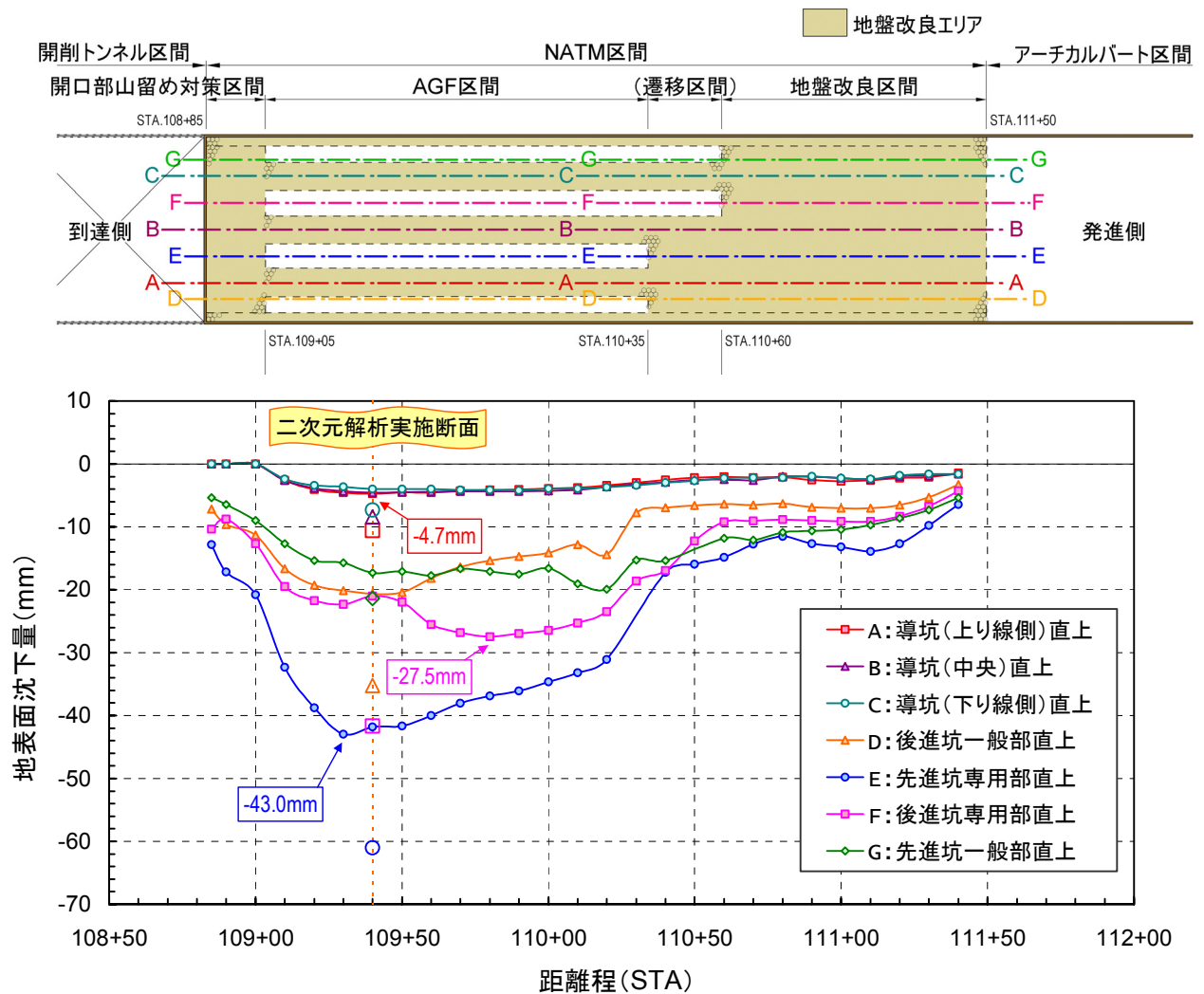


図 3.18 工事用地内地表面沈下量

図 3.20 に、用地境界における最大地表面沈下量を示す。なお、用地境界の沈下測定位置は、図 3.19 の通りである。

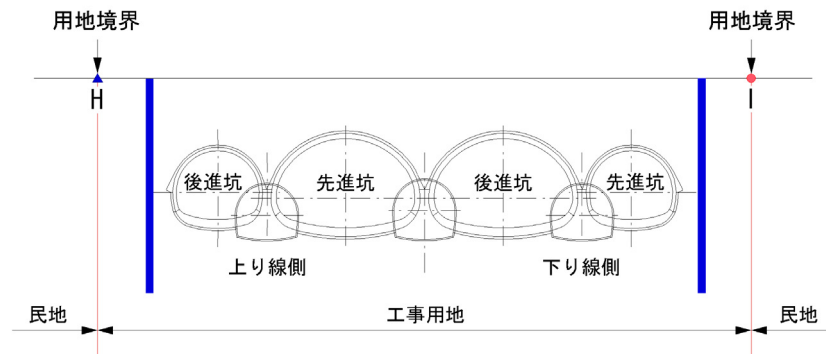


図 3.19 用地境界地表面沈下測定位置

用地境界部における沈下挙動の特徴について以下に列挙する。

- ①導坑掘削では、用地境界はあまり変位せず、本坑掘削時において、最大で 6mm 程度沈下する。
- ②導坑掘削，本坑掘削のいずれにおいても民地での許容沈下量 25mm 内に収まる結果となった。

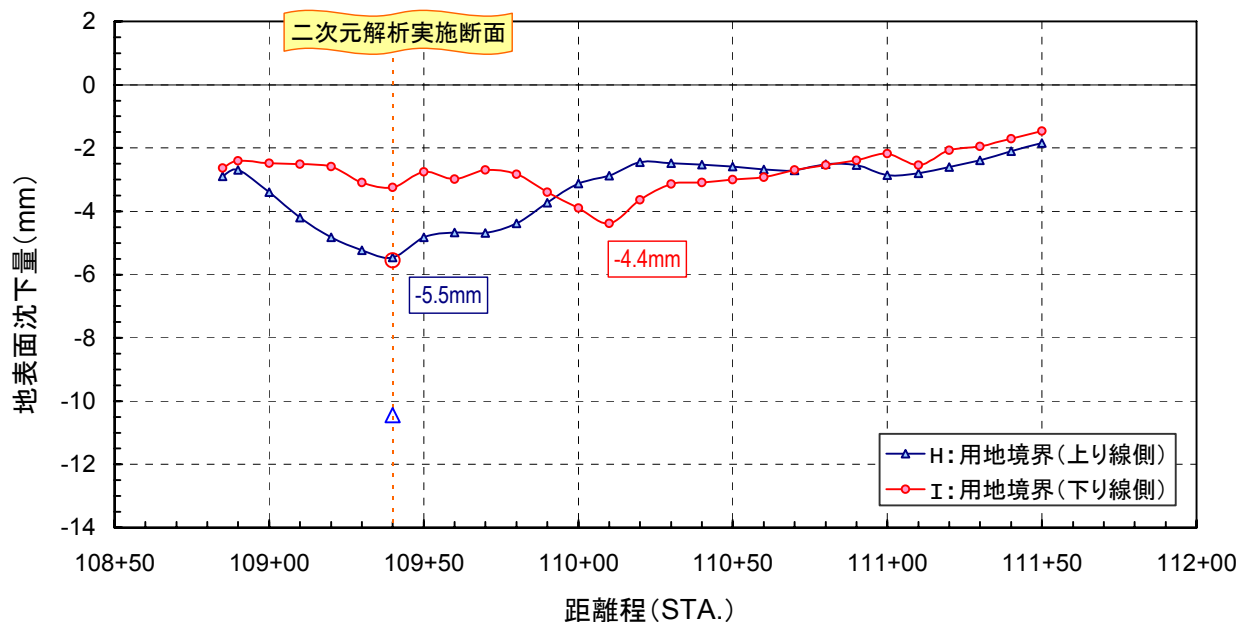


図 3.20 用地境界地表面沈下量

3.8.2 トンネル天端の沈下挙動

図 3.22 に、トンネル縦断方向天端沈下量を示す。なお、導坑掘削及び本坑掘削による天端沈下量は、各々のトンネル掘削時の最大沈下量とした。沈下分布の特徴を以下に列挙する。

- ①地盤改良区間で専用部，一般部共に 5～15mm 程度，AGF 区間では，専用部で 20mm 程度，一般部で 10～25mm 程度の沈下量となっており，地表面沈下と同様に，地盤改良区間よりも AGF 区間の方が大きい。
- ②導坑掘削では，最大で 8mm 沈下するのみである。
- ③本坑掘削では，専用部で 21mm，一般部で 17mm の最大天端沈下量となっている。
- ④地盤改良区間において，専用部の先進坑と後進坑，および一般部の先進坑と後進坑を比較すると，先進坑天端よりも後進坑天端の方が大きな沈下を示している。前述の地表面沈下では，後進坑直上地表面よりも先進坑直上地表面の方が大きな沈下を示していたことと対照的である。地表面は，先進坑の下半およびインバート掘削に伴って隆起することを勘案すると，AGF 区間に比べると低土被りな地盤改良区間では，先進坑掘削よりも後進坑掘削の方が周辺地盤に大きな影響を及ぼしていると想定される。
- ⑤STA.109+60～STA.110+30 の AGF 区間において，専用部の先進坑と後進坑，および一般部の先進坑と後進坑を比較すると，天端沈下量はほぼ同じである。したがって，先進坑掘削と後進坑掘削が周辺地盤に与える影響はほぼ同じであると想定される。
- ⑥STA.108+85～STA.109+60 の AGF 区間において，専用部の先進坑と後進坑，および一般部の先進坑と後進坑を比較すると，専用部では後進坑天端よりも先進坑天端の方が大きな沈下を示しているのに対して，一般部では先進坑天端よりも後進坑天端の方が大きな沈下を示している。⑤の区間との違いは，等区間では地表面の形状が水平ではなく，先進坑専用部および後進坑一般部の土被りが大きくなっていることである。この影響により，天端沈下量の差異が生じていると考えられる。
- ⑦上述した各区間における天端沈下量の発生傾向より，以下のことが考えられる。
 - ・天端沈下量は土被り高さの影響が大きく，土被りが大きいほど天端沈下量は大きくなる。すなわち，土被りが同程度であれば，先進坑，後進坑に関係なく同程度の天端沈下が発生する。
 - ・地盤改良区間では，地表面形状がほぼ水平であるのにもかかわらず，後進坑の天端沈下の方が大きくなっている。このことより，地盤改良による変形抑制効果は，後進坑掘削時よりも先進坑掘削時の方が大きいと想定される。
- ⑧STA.109+60 断面では，比較として二次元解析による地表面沈下量も示してある。二次元解析の結果は，三次元解析結果の 50～80%となっており，特に後進坑直上の差異が大きくなっている。この差異の主要因は，地表面沈下と同様に，二次元解析では切羽

到達前の掘削解放率を一般的な 40%，すなわち支保設置後の掘削解放率を 60%と設定していることであると考えられる．解放率という概念を用いない三次元解析と同等の値にするためには，支保設置後の掘削解放率をもっと大きくする必要がある．つまり，単一トンネルに近い支保設置後の掘削解放率は一般的な解放率 60%よりも大きく，後進坑掘削時の掘削解放率はそれよりもさらに大きいと推察される．

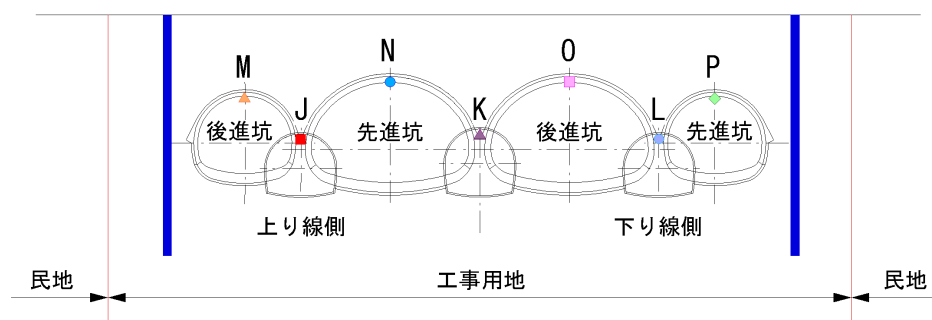


図 3.21 トンネル天端沈下測定位置

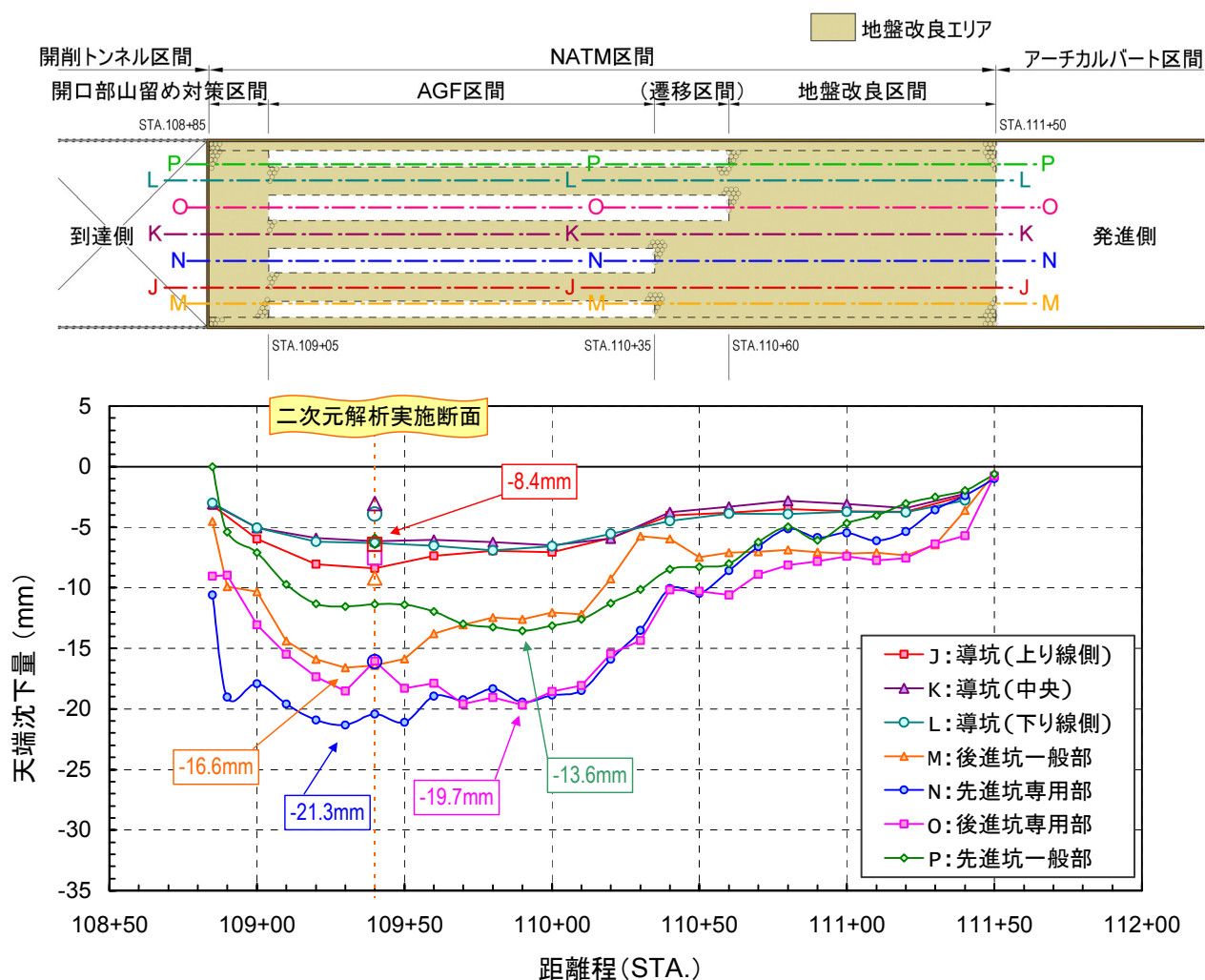


図 3.22 天端沈下量(縦断方向)

3.8.3 トンネル天端沈下と直上地表面沈下の相関関係

図 3.23 に、AGF 区間 (STA.109+40) における、先進坑掘削時の天端沈下と直上地表面沈下との相関関係を示す。また、図中には先進坑掘削前と先進坑上半が到達した時点での地表面沈下量も示す。掘削に伴い、地表面沈下は専用部で 17mm、一般部で 9mm 発生するのに対して、トンネル天端沈下は、専用部で 20mm、一般部で 11mm 発生している。したがって、トンネル天端沈下に対する地表面沈下の割合は 80%前後であり、若干ではあるが地山のアーチ効果が見られる。

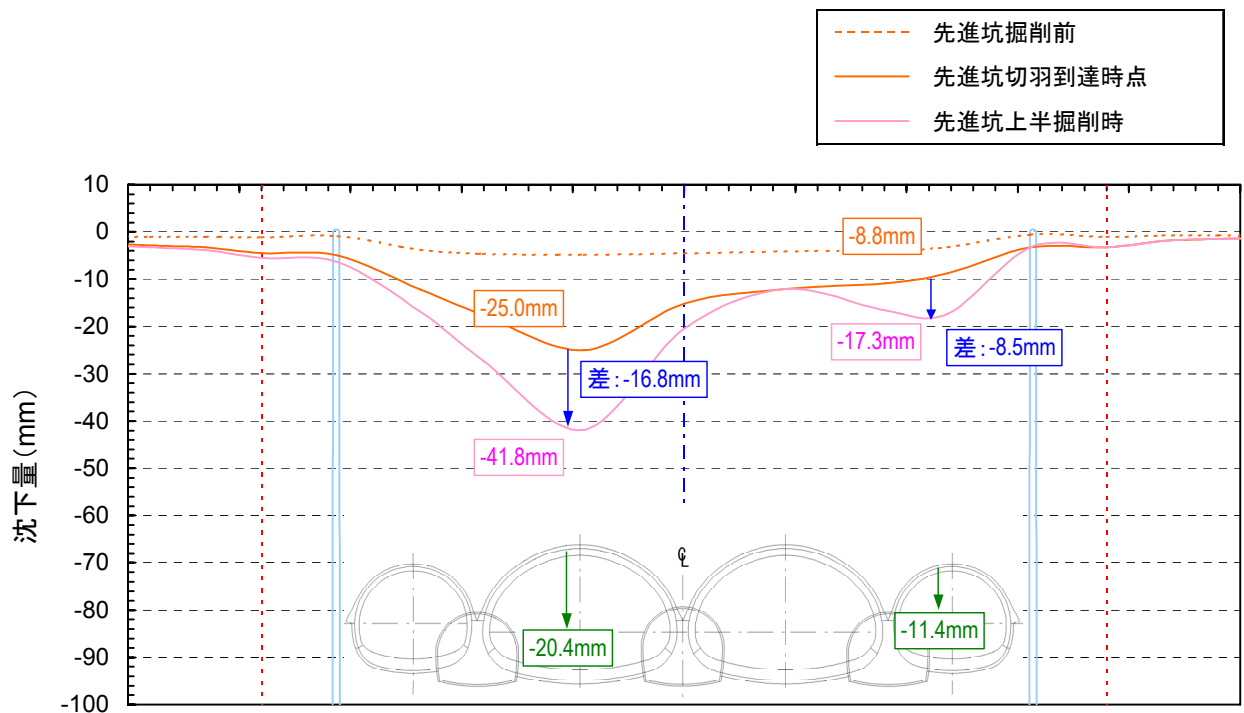


図 3.23 天端沈下と地表面沈下との相関関係図 [STA.109+40]

3.8.4 地表面沈下分布

図 3.24 に掘削完了時までの最大地表面沈下分布図を示す。トンネル直上の地表面沈下量は、地盤改良区間では約 20mm，AGF 区間では約 45mm となっている。一方，施工管理上重要な民地境界部の沈下量は，地盤改良区間では 3mm 程度，AGF 工法区間では 5mm となっている。

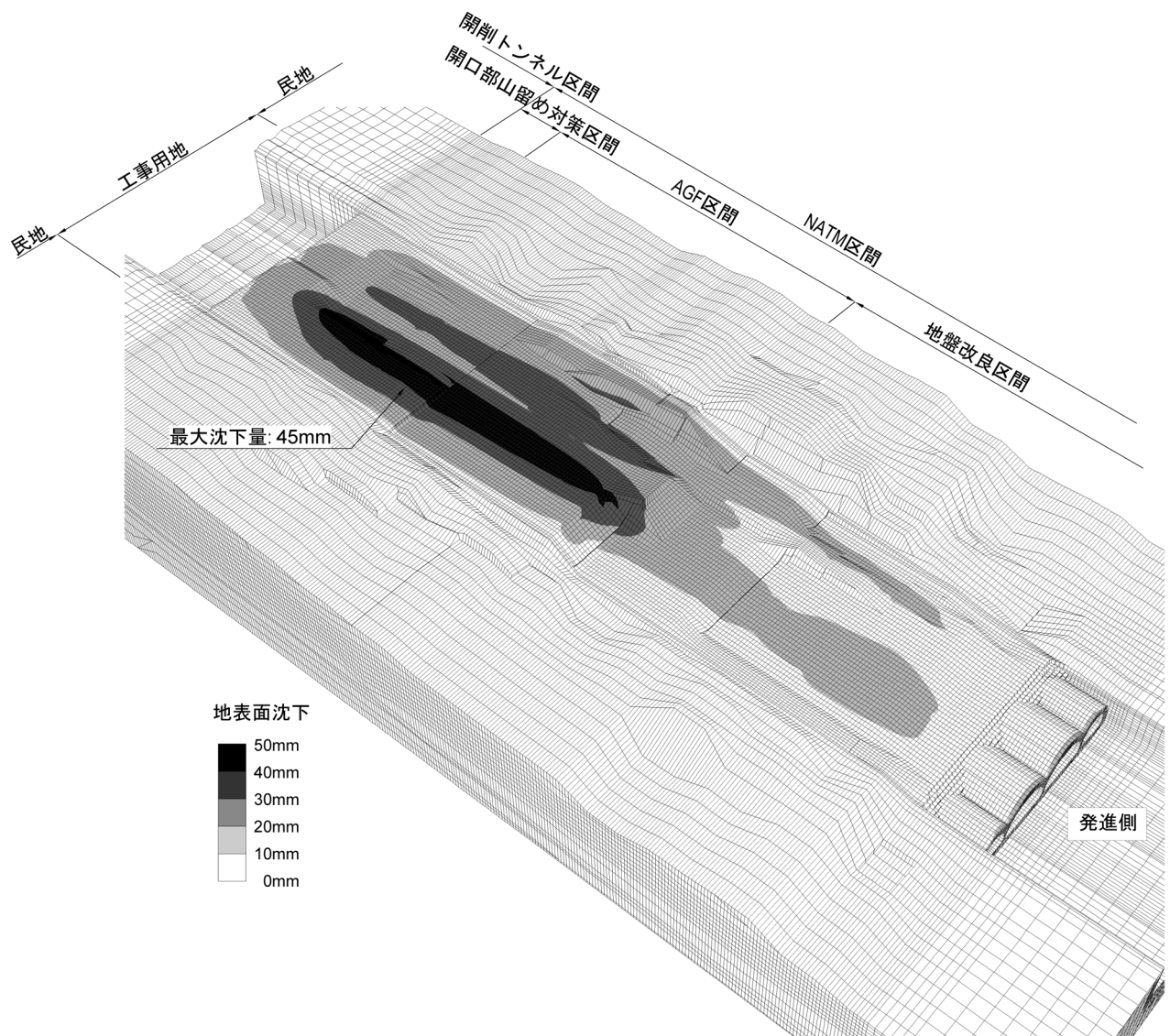


図 3.24 地表面沈下の分布予想図(本坑掘削完了時)

3.8.5 ピラーコンクリートの変位

図 3.25 および図 3.26 に、先進坑上半掘削完了時および後進坑下半掘削完了時におけるピラーコンクリートの変位量を示す。なお、変位はピラーの頂部における変位量とした。また、図 3.27 から図 3.29 には、先進坑上半掘削完了時において大きな水平方向変位が発生した先進坑上半到達時及び後進坑下半到達時の各段階でのピラーコンクリートの変形を示す。ピラーコンクリートの変形挙動の特徴を以下に列挙する。

- ①先進坑上半掘削や後進坑上半掘削による影響を受けて、ピラーコンクリートは回転、変位する。
- ②先進坑上半掘削時にトンネル支保は、水平方向に内空が拡大する傾向にある。そのため、ピラーコンクリートも上半支保と同様な挙動をする。しかし、地盤改良区間では、内空拡大の傾向が小さいため、ピラーコンクリートの変位量も小さい。
- ③後進坑上半掘削をすると、専用部側では先進坑と同様に内空が拡大し、高被り部で特に大きくピラーコンクリートを変位させる。
- ④ピラーコンクリートは、最終的に 14mm 程度、水平方向に変位する。
- ⑤鉛直方向の変位量を見ると、ピラーコンクリートは、掘削が進むにつれて隆起する傾向にある。これは、下半掘削やインバート掘削では下方からの解放力が大きいことと、ピラーコンクリートの根足部にある掘削土がなくなることが要因で隆起すると考えられる。
- ⑥ピラーコンクリートは、最終的に 30mm 程度隆起する。

このように、本坑を掘削すれば必然的にピラーコンクリートは変位するが、現状ではピラーが変位できる余裕量は 0 であるため、設計覆工厚を確保できないこととなる。そのため、本章で得られた予測変位量を基にして、次章に示すようなピラーコンクリートの構造検討を行った。

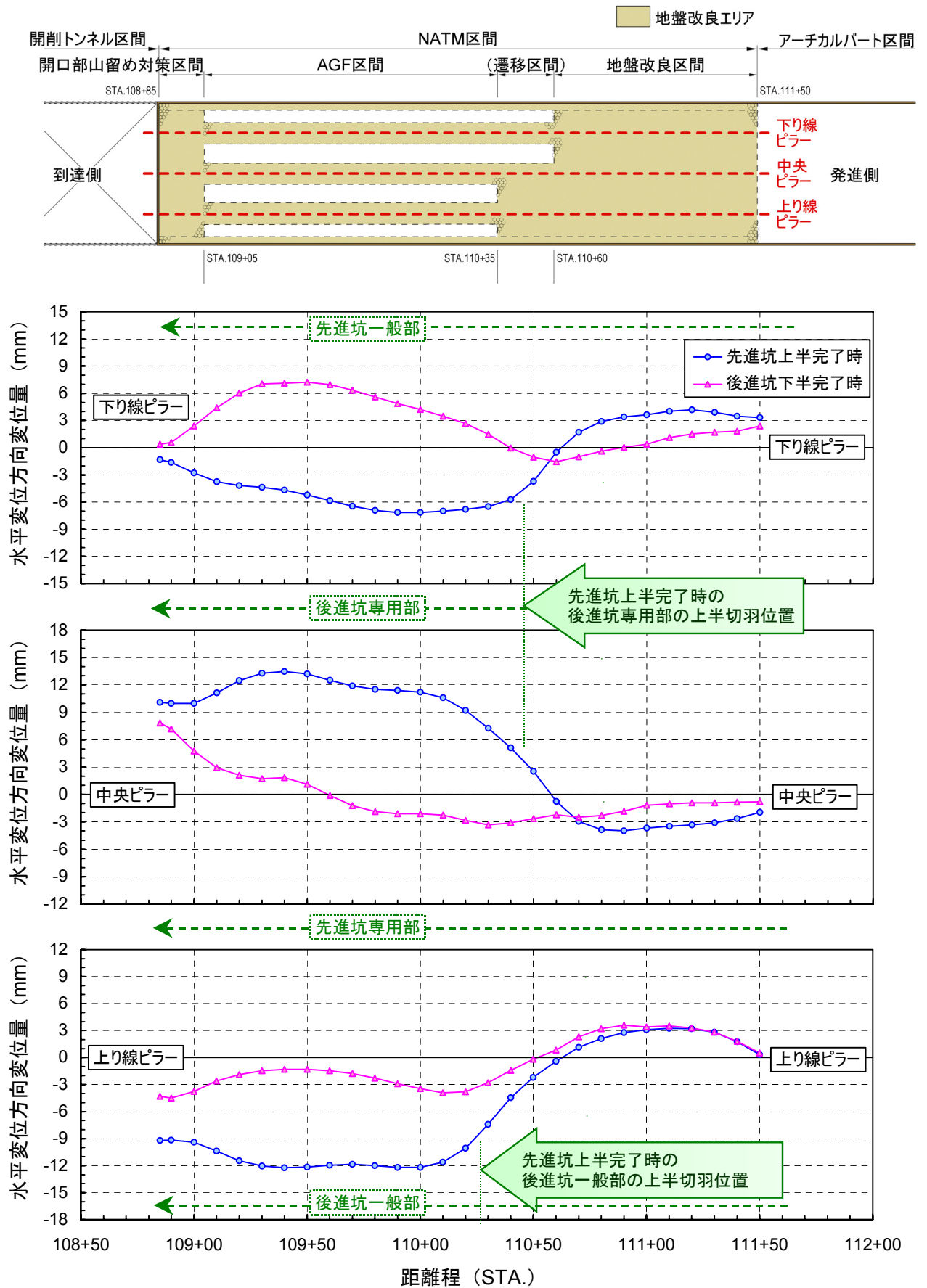


図 3.25 ピラーコンクリート水平方向変位量

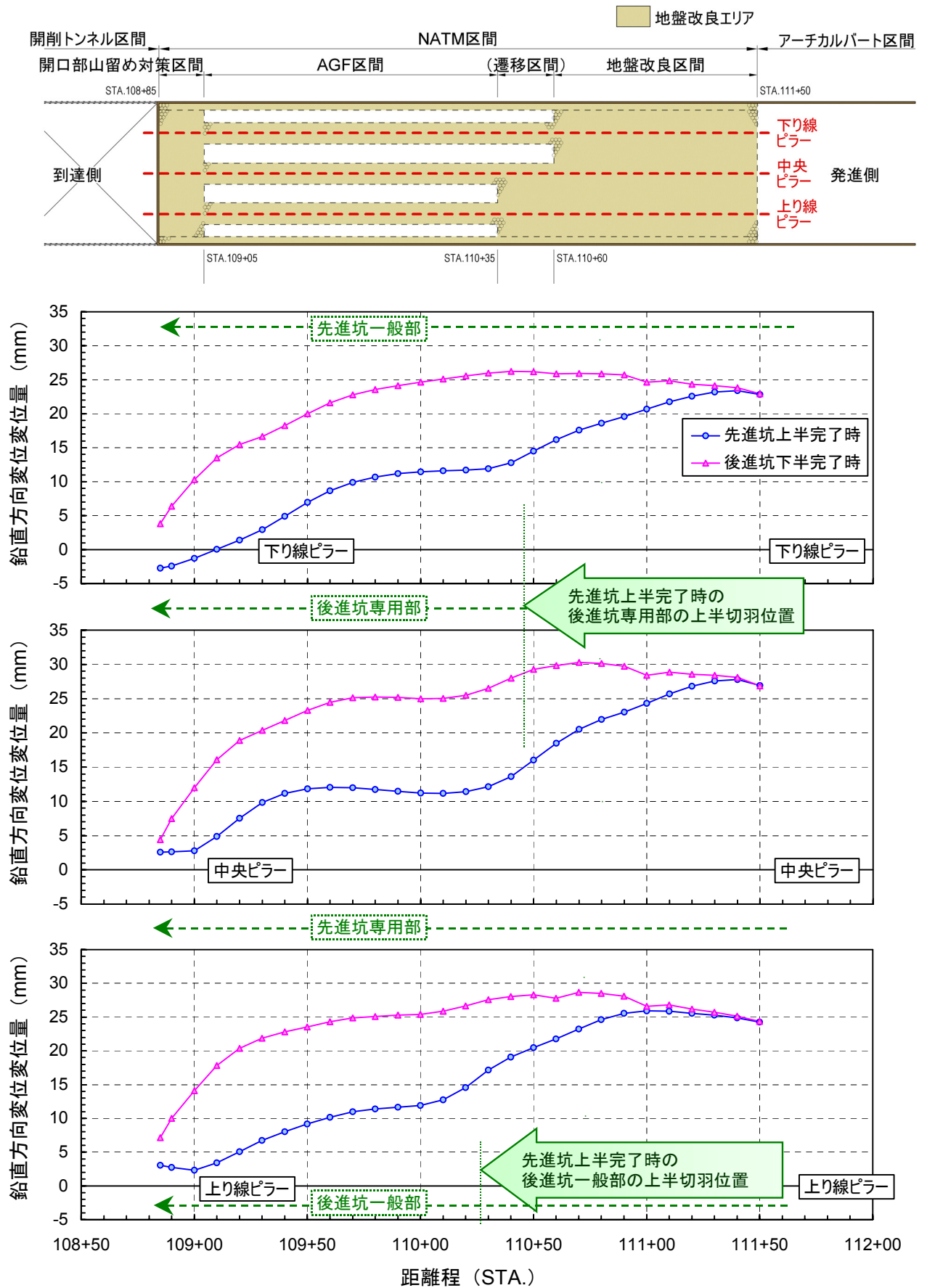
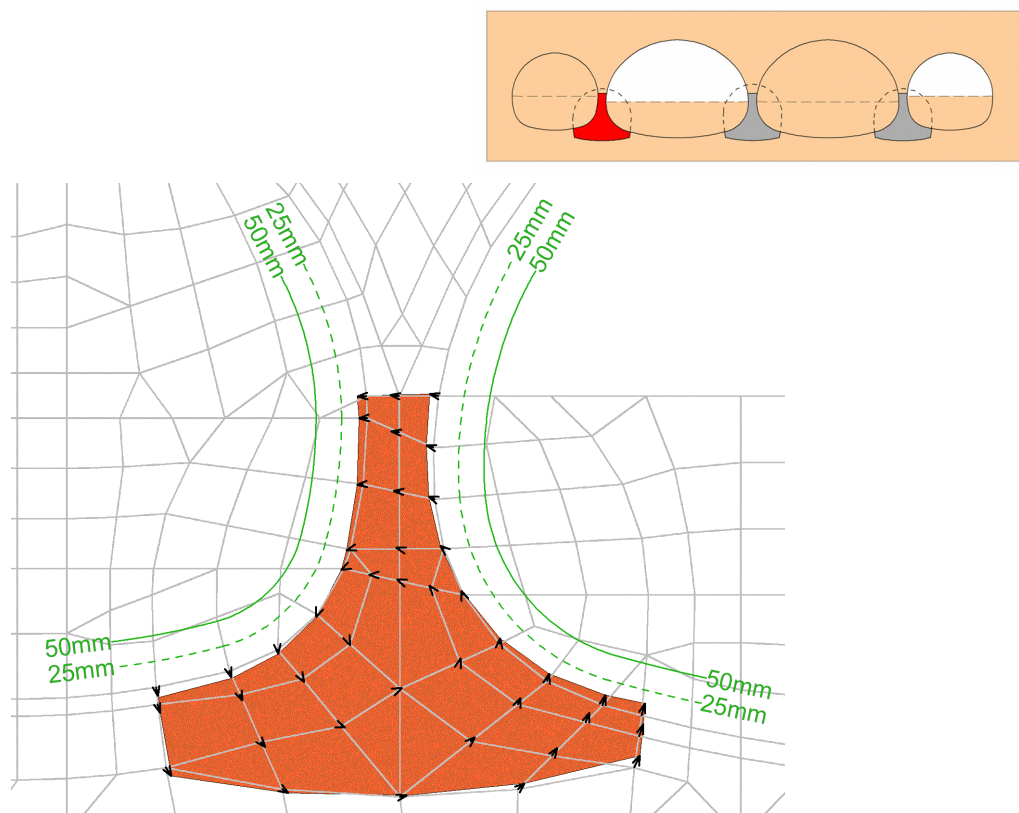


図 3.26 ピラーコンクリート鉛直方向変位量

(a) 先進坑上半掘削完了時



(b) 後進坑下半掘削完了時

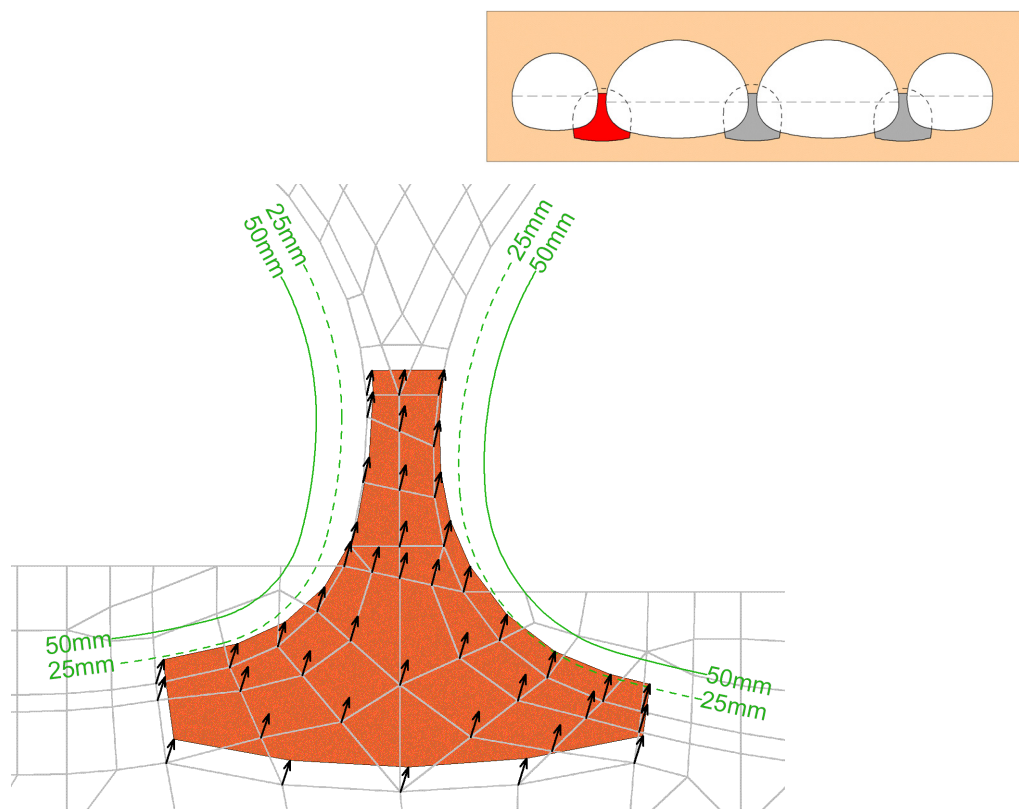
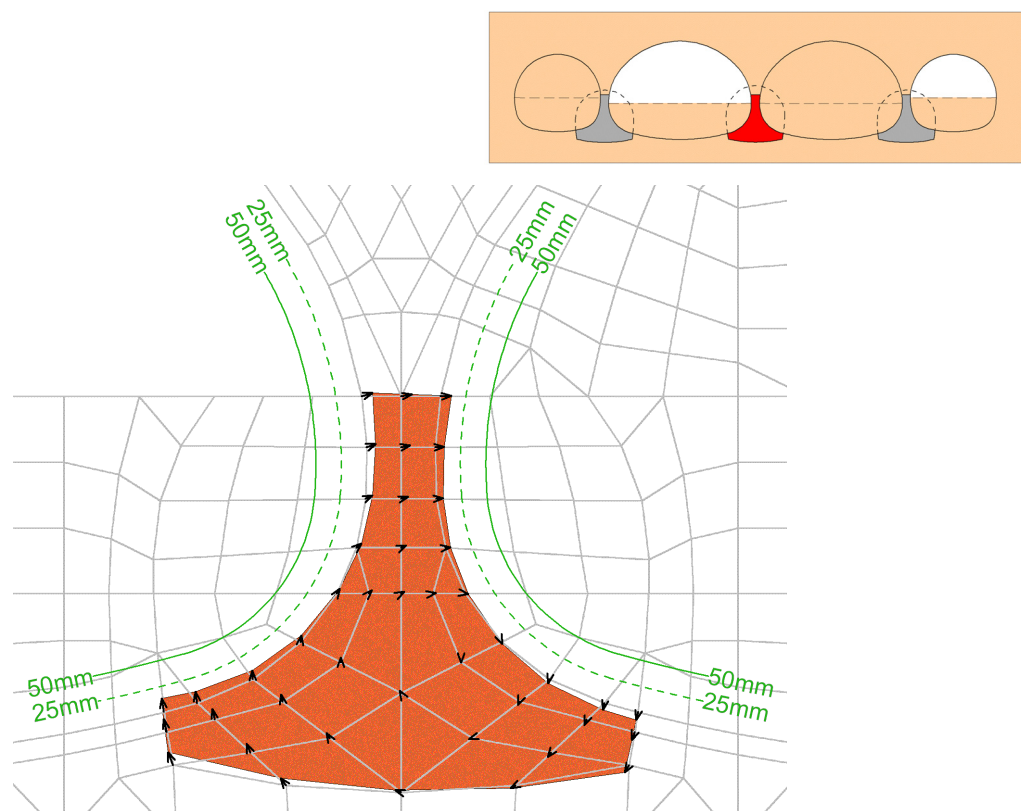


図 3.27 ピラーコンクリート変形図 (AGF 区間 STA.109+40, 上り線側ピラー)

(a) 先進坑上半掘削完了時



(b) 後進坑下半掘削完了時

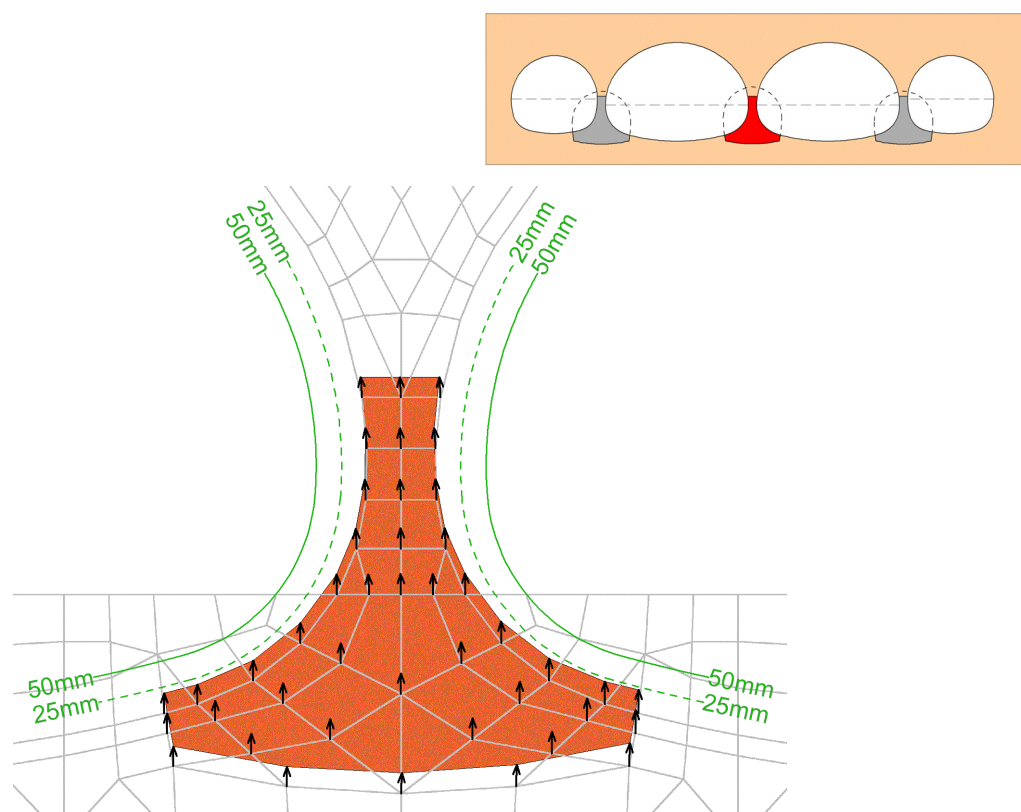
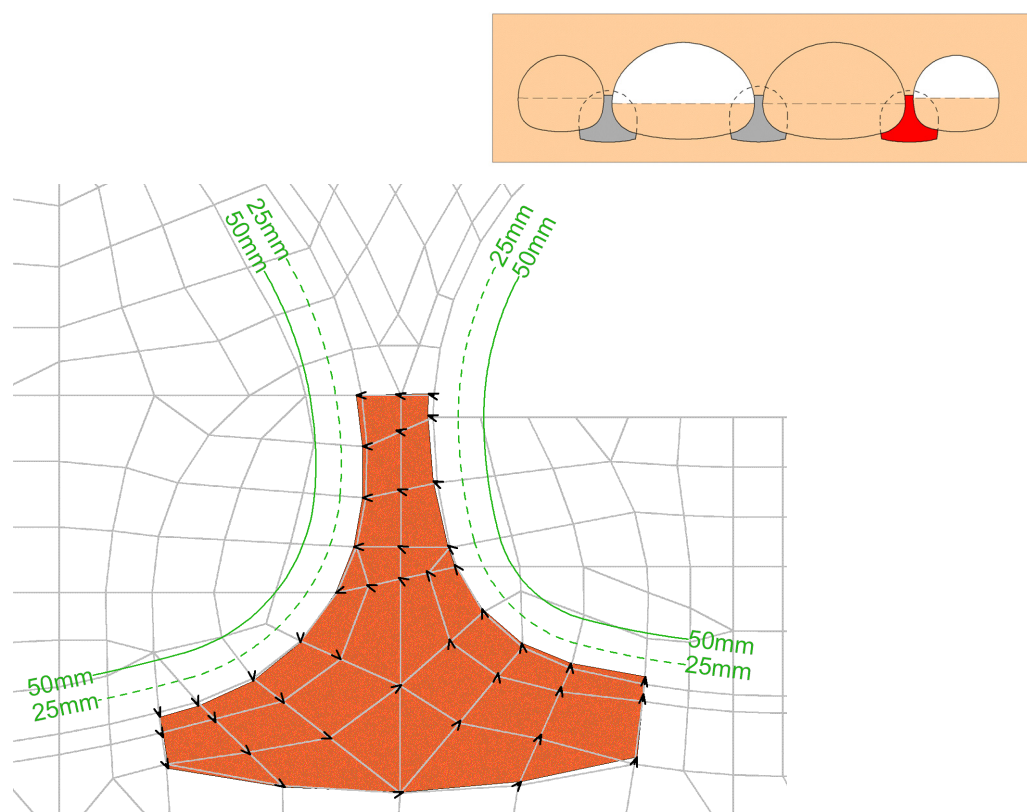


図 3.28 ピラーコンクリート変形図 (AGF 区間 STA.109+40, 中央ピラー)

(a) 先進坑上半掘削完了時



(b) 後進坑下半掘削完了時

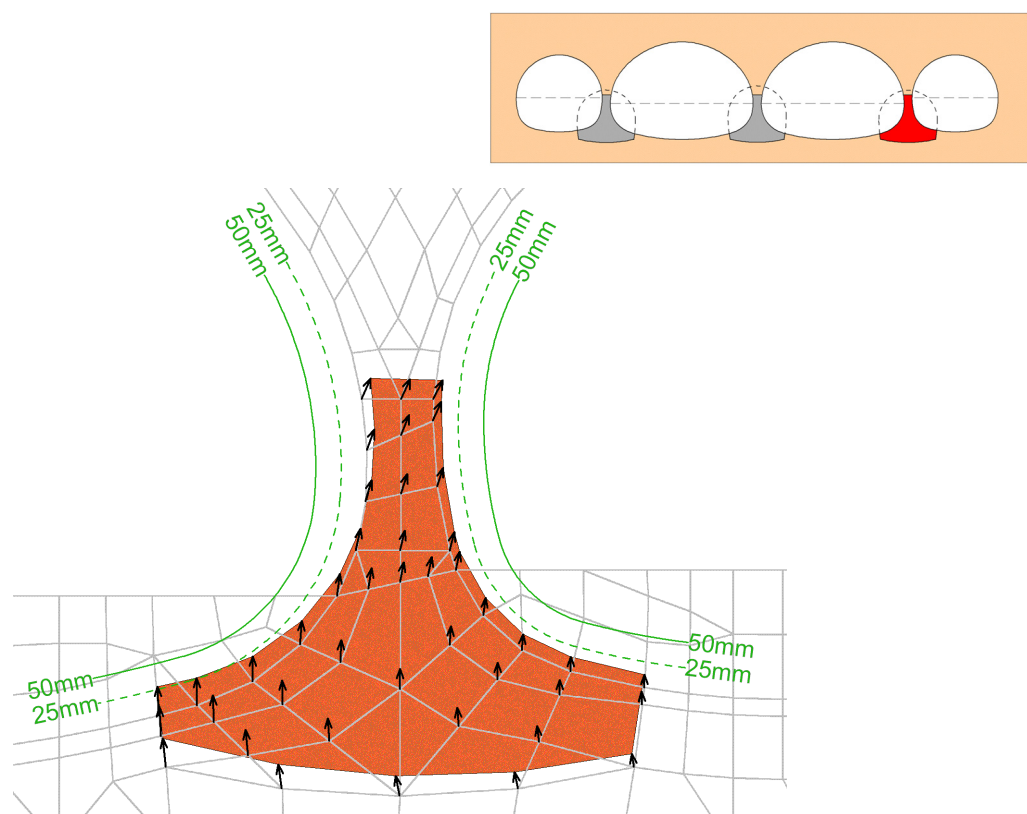


図 3.29 ピラーコンクリート変形図 (AGF 区間 STA.109+40, 下り線側ピラー)

3.8.6 地中連続壁の変形

図 3.30 に、STA.109+60 断面での地中連続壁（TRD）の変形図を示す．図には、先進坑切羽が STA.109+60 に到達した時点、先進坑切羽が STA.109+60 から 40m 進行した時点、後進坑上下半が施工完了した時点での変形を示している．

地中連続壁は、トンネル掘削に伴いトンネル側へ変形していき、上り線側、下り線側ともに地中連続壁根足部で最大の変形量を示し、それぞれ、14mm、15mm となっている．また、トンネルスプリングライン付近でトンネル外側に凸となるような変形モードとなっており、最大値と最小値の差分は、後進坑上下半掘削完了時において、上り線側で 15mm、下り線側で 17mm となっている．

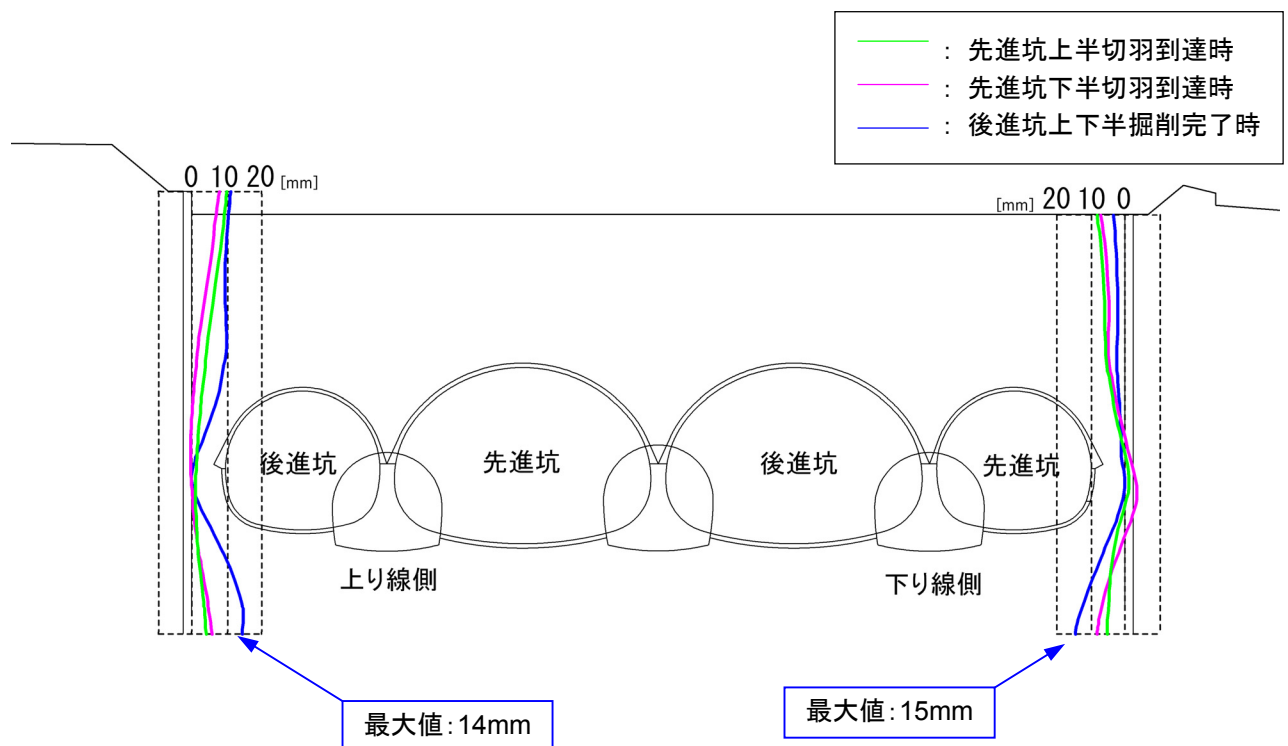


図 3.30 地中連続壁変形図(STA.109+60)

3.9 支保部材の安全性

3.9.1 鋼製支保工応力

(1) 先進坑専用部

AGF 区間において、両脚部に 200N/mm^2 程度の応力が発生する。さらに、後進坑上半掘削に伴って、大きな応力が発生している領域は肩部の方に移動し、京都側の到達部付近では、許容応力度 (360N/mm^2) に近い応力が発生している。

(2) 先進坑一般部

AGF 区間において、左脚部に許容応力度 (210N/mm^2) に近い応力が発生している。さらに、後進坑上半掘削に伴って、大きな応力が発生している領域は肩部の方に移動し、許容応力度 (210N/mm^2) を超過する応力が発生する。また、京都側の到達部付近においても、許容応力度 (210N/mm^2) を超過する応力が発生する。

(3) 後進坑専用部

AGF 区間において、両脚部に 200N/mm^2 程度の応力が発生する。

(4) 後進坑一般部

AGF 区間において、右脚部で許容応力度 (210N/mm^2) を超える応力が発生する箇所がある。

3.9.2 吹付コンクリート応力

(1) 先進坑専用部

AGF 区間の脚部に、比較的大きな応力 (4N/mm^2 程度) が発生している。この領域は、後進坑上半掘削に伴って範囲が広がる傾向があるが、この傾向は、京都側到達部付近で特に顕著に表れており、許容応力度 (8.25N/mm^2) に近い応力 (6.6N/mm^2) 程度が発生する。

(2) 先進坑一般部

AGF 区間の脚部に、比較的大きな応力 (3N/mm^2 程度) が発生している。この領域は、後進坑上半掘削に伴って範囲が広がる傾向があるが、この傾向は、京都側到達部付近で特に顕著に表れており、許容応力度 (6.75N/mm^2) に近い応力 (4.5N/mm^2) 程度が発生する。

(3) 後進坑専用部

AGF 区間の脚部に、 3N/mm^2 程度の応力が発生しているが、先進坑専用部と比較すると全体的に小さな値となっている。また、京都側到達部付近では、手前よりも小さな応力レベルとなっている。

(4) 後進坑一般部

AGF 区間の脚部に、 3N/mm^2 程度の応力が発生しているが、先進坑専用部と比較すると全体的に小さな値となっている。

3.10 地盤の安全性

3.10.1 AGF 区間

先進坑掘削時において、特に専用部の肩から地表面に向かって 45 度の方向に、安全係数の低い領域が存在する。途中の粘土層では安全係数が大きくなっているが、この理由としては以下のように考えられる。

- ①初期側圧係数に関して、粘性土層は砂質土層よりも大きい、つまり初期側方土圧が大きいため、結果として、粘土層におけるモールの応力円の半径が小さくなっている。
- ②土被りが小さく、平均主応力が小さい領域においては、粘性土層の方が、モール円の中心からクーロンの破壊線までが遠くなる傾向がある。

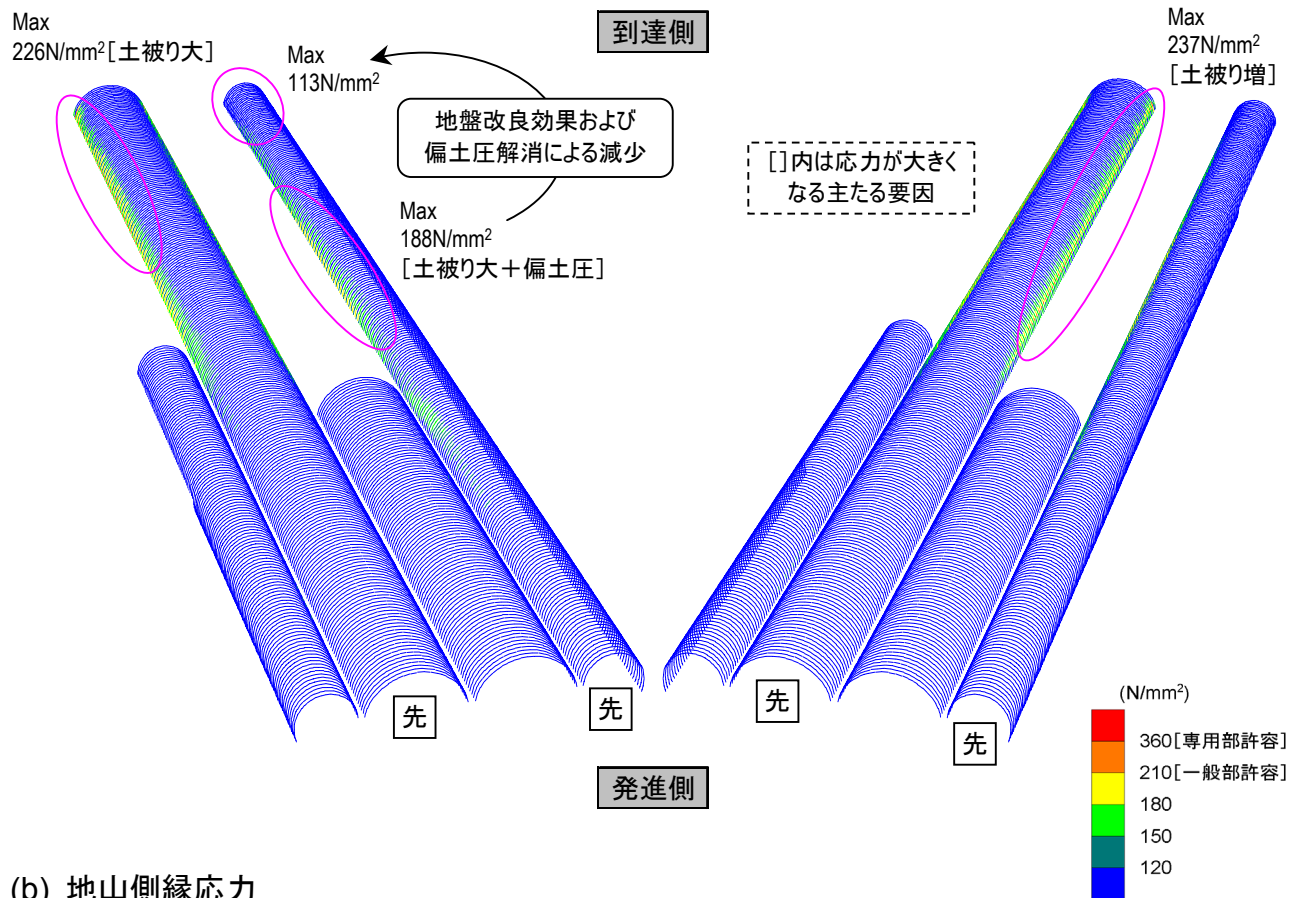
一方、最大せん断ひずみ分布に関しては、天端部の地盤改良のない区間を中心にして、大きなせん断ひずみが発生している。

次に、後進坑掘削を行うと、地表面付近の安全係数の低い領域は小さくなっている。また、最大せん断ひずみは、先進坑掘削の時と同様に、天端部の地盤改良のない区間を中心にして大きな値を示している。しかしながら、後進坑掘削後の方が、トンネル上の大きなせん断ひずみが発生している領域の高さは減少している。

3.10.2 地盤改良区間

AGF 区間と比較すると、総じて局所安全係数は大きく、かつ最大せん断ひずみは小さくなっている。この原因としては、低度被り部ではトンネル天端部にも地盤改良があるため、地盤の補強効果が大きいことが考えられる。

(a) 内空側縁応力



(b) 地山側縁応力

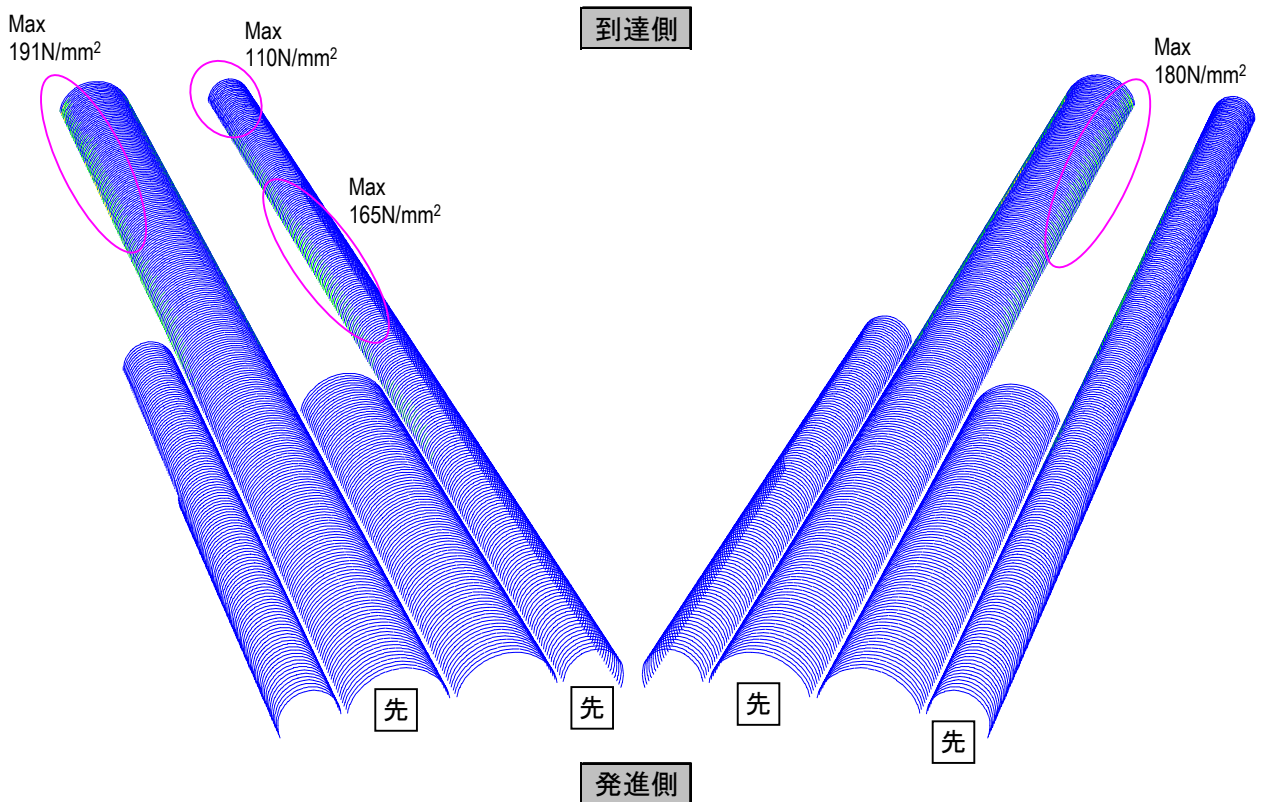
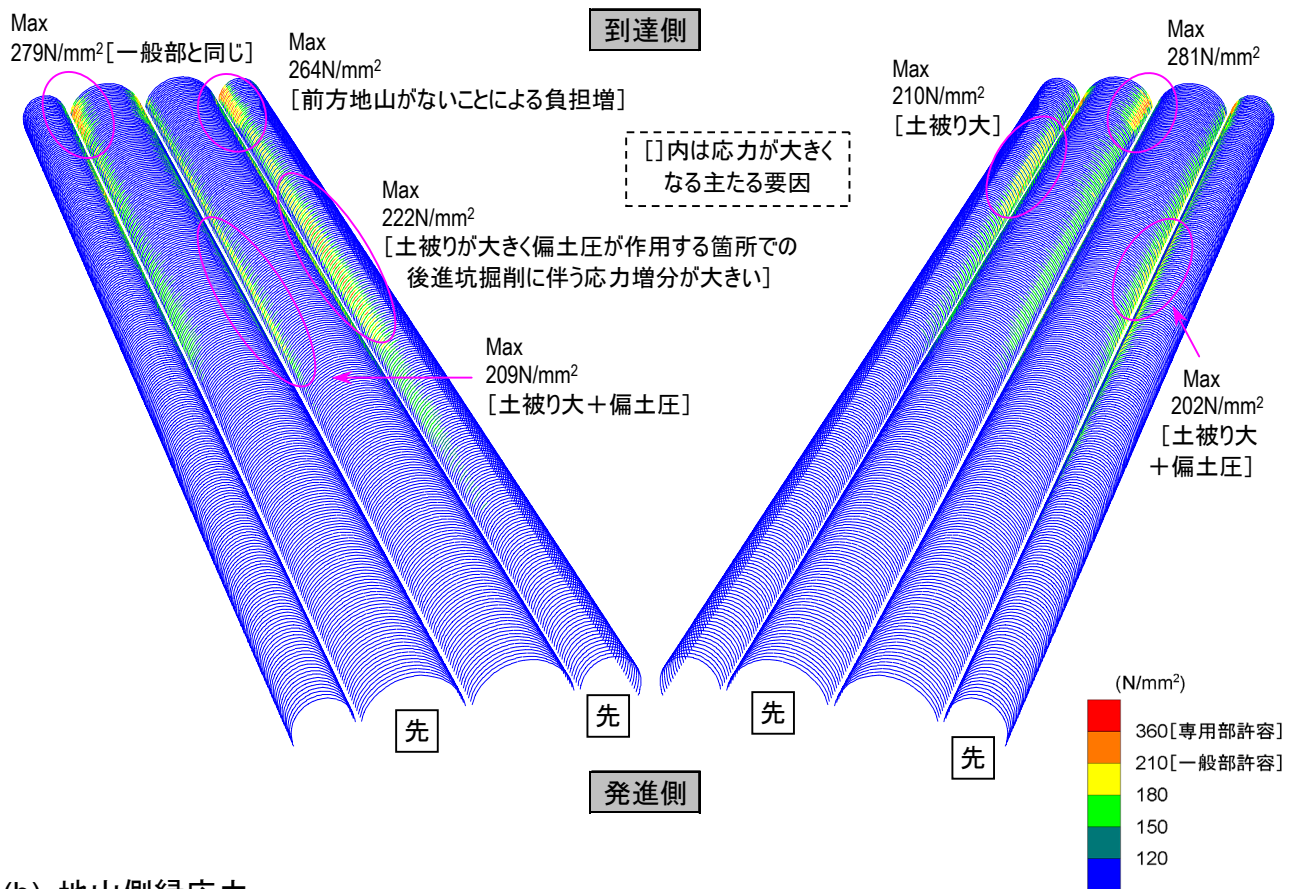


図 3.31 鋼製支保工応力図(先進坑上半掘削完了時)

(a) 内空側縁応力



(b) 地山側縁応力

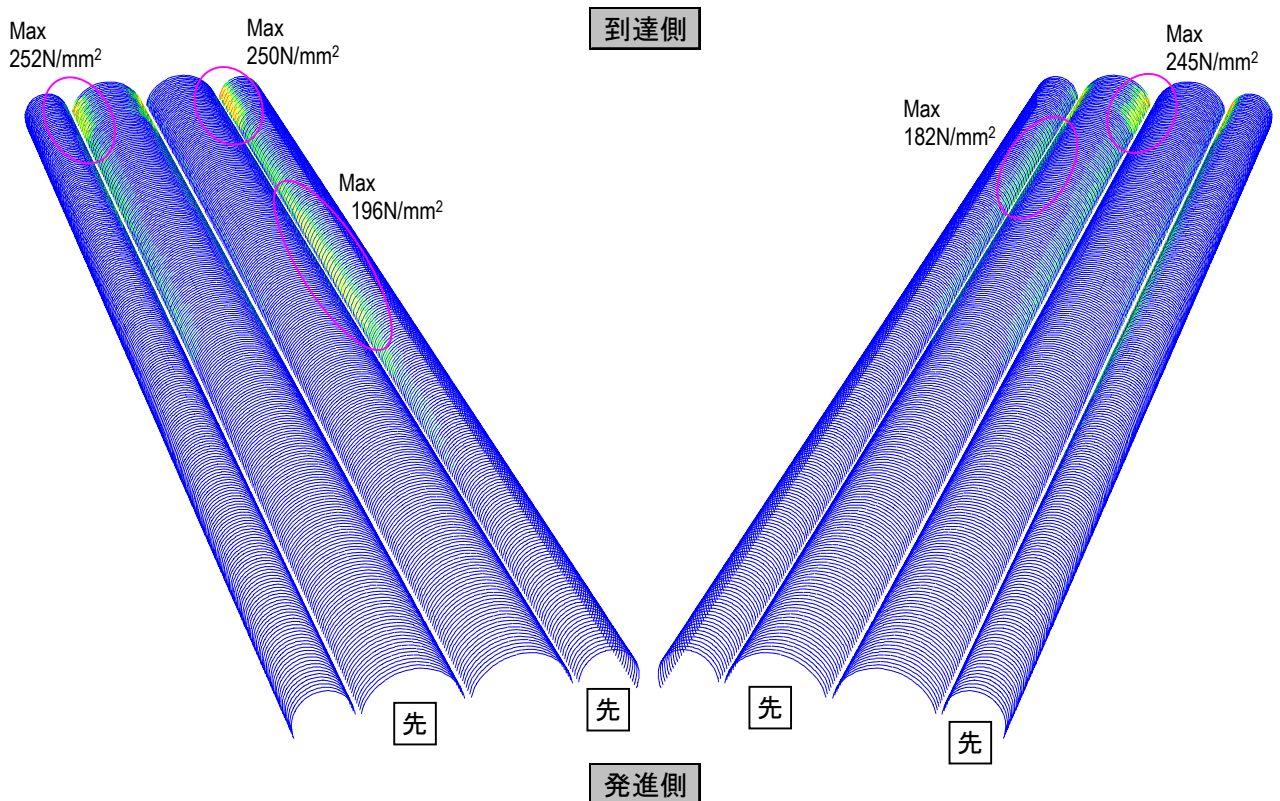


図 3.32 鋼製支保工応力図(後進坑下半掘削完了時)

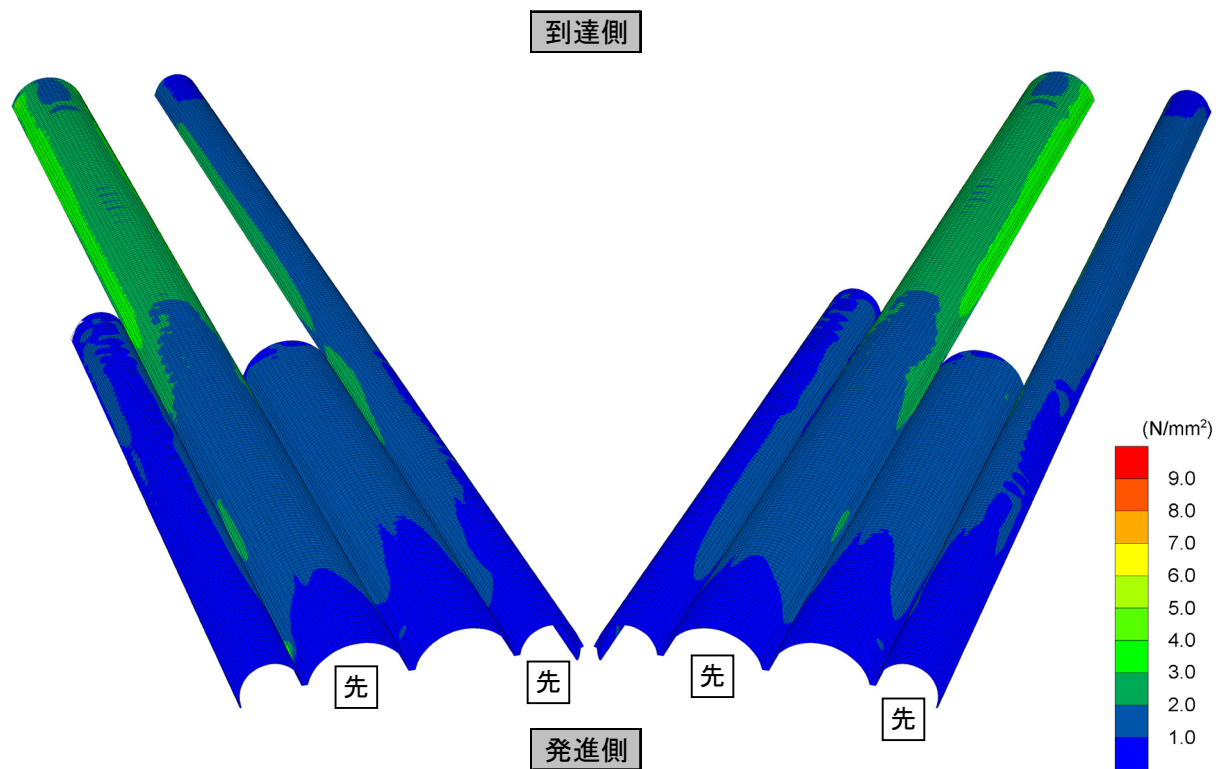


図 3.33 吹付けコンクリート応力図(先進坑上半掘削完了時)

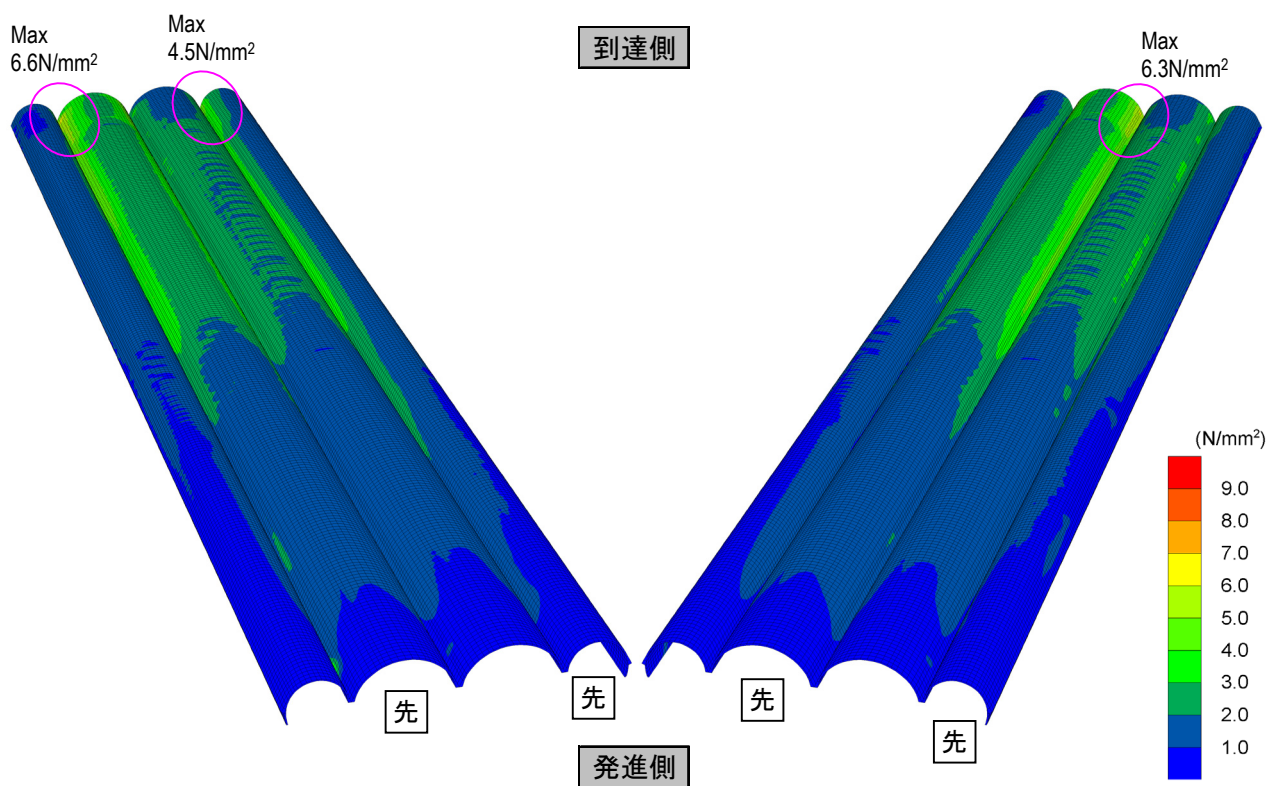
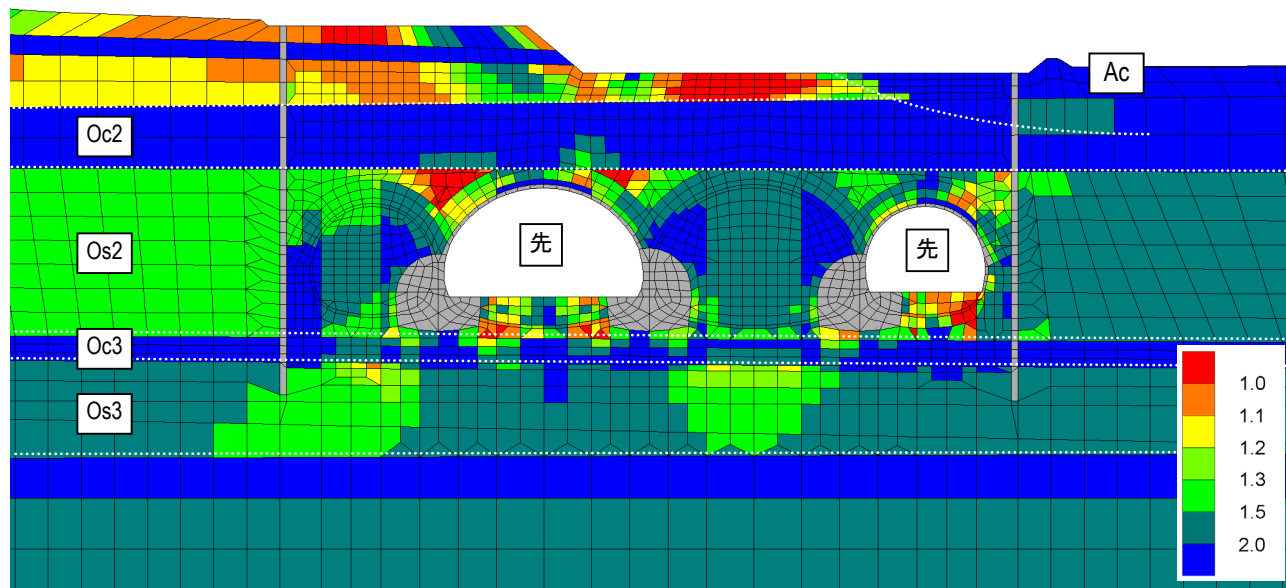
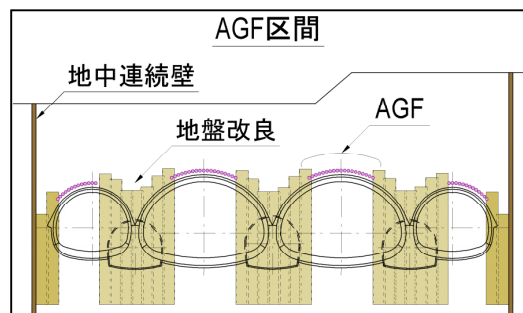


図 3.34 吹付けコンクリート応力図(後進坑下半掘削完了時)

(a) 先進坑上半掘削完了時



(b) 後進坑下半掘削完了時

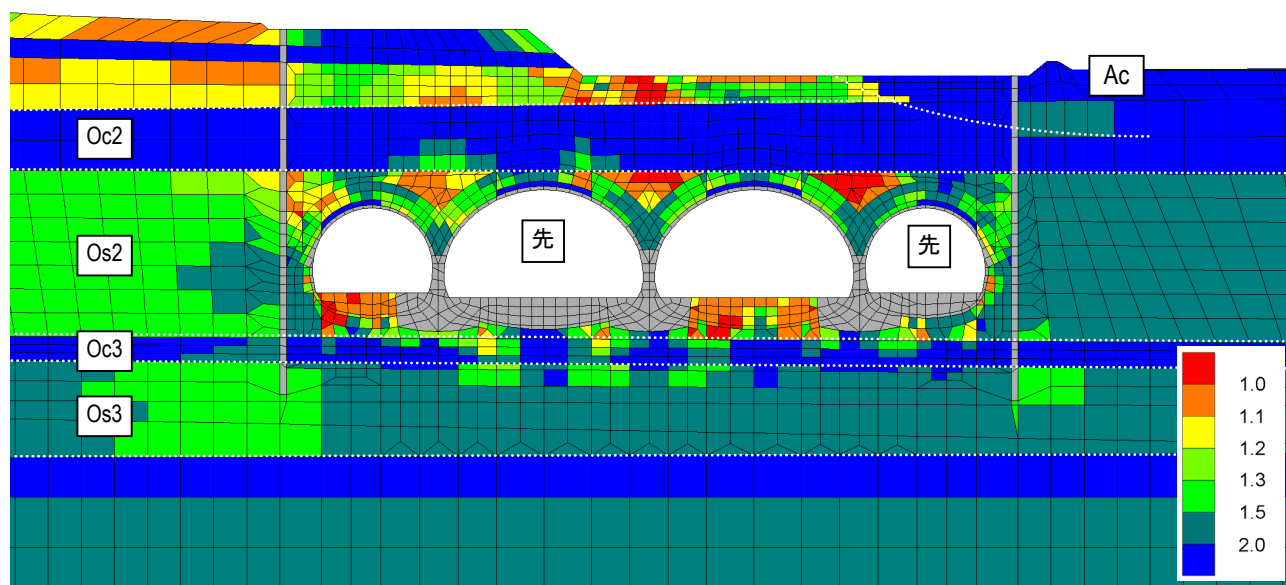
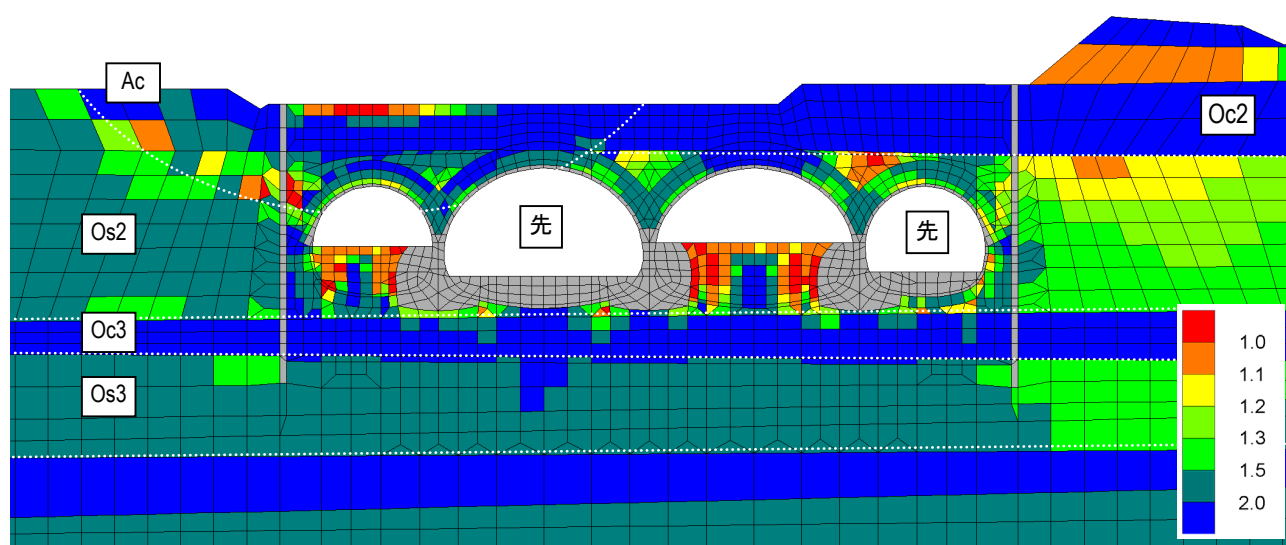
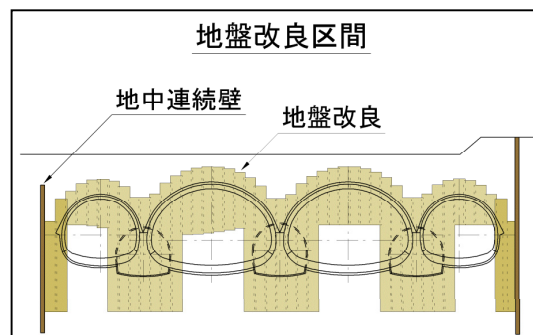


図 3.35 局所安全係数分布図 (AGF 区間 STA.109+40)

(a) 先進坑上半掘削完了時



(b) 後進坑下半掘削完了時

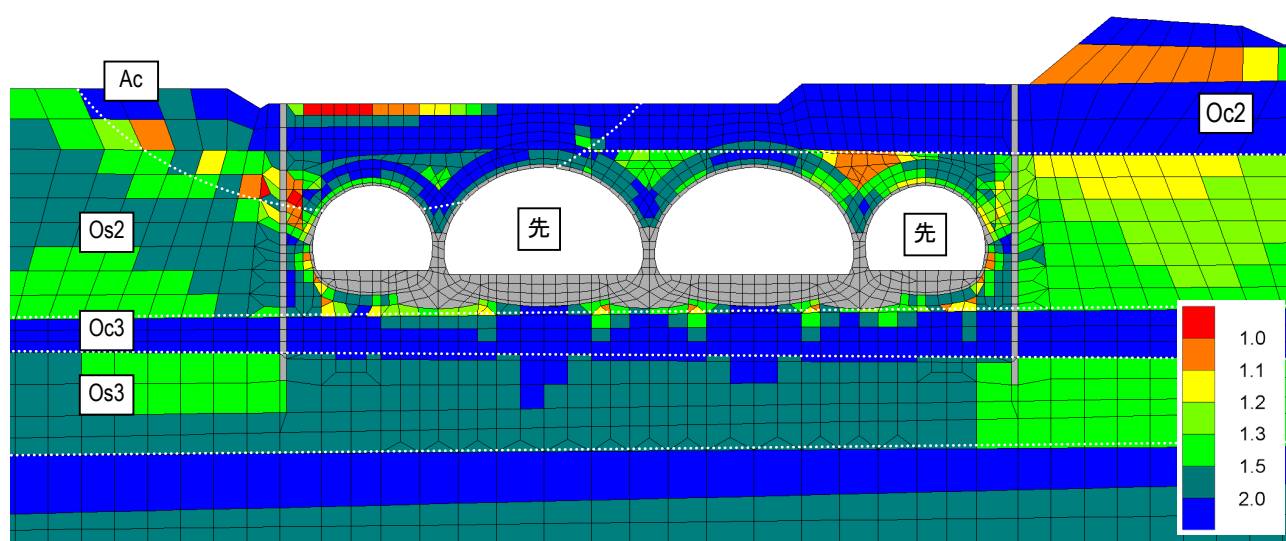
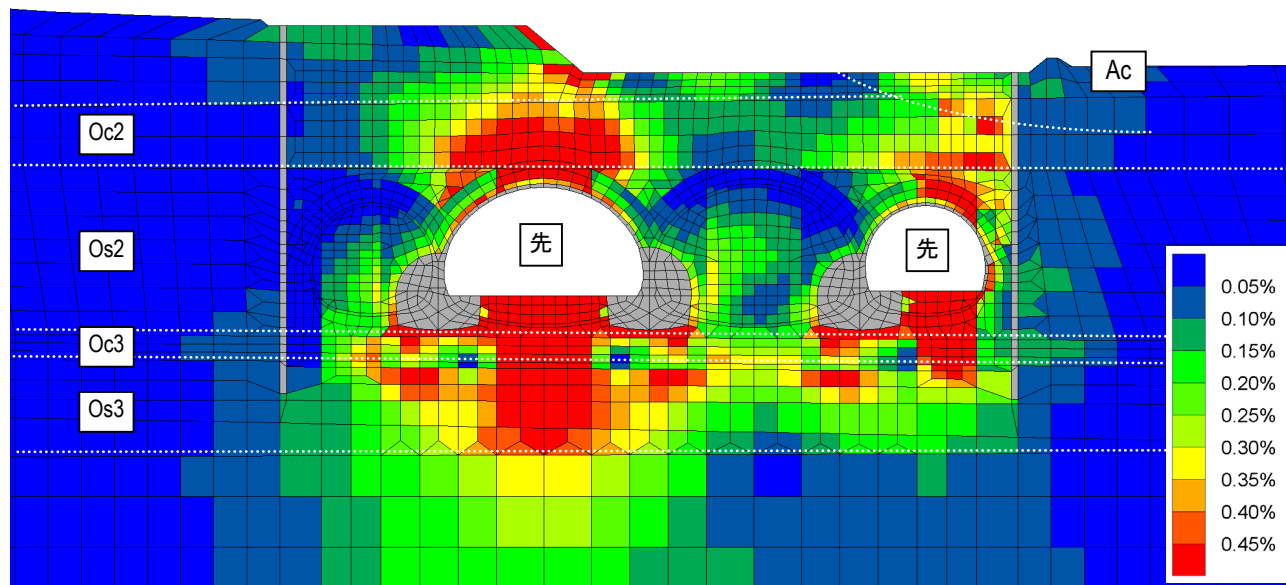
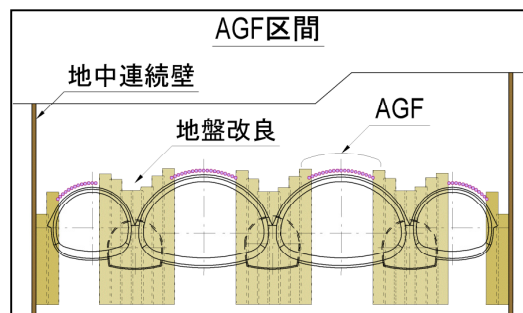


図 3.36 局所安全係数分布図(地盤改良区間 STA.110+60)

(a) 先進坑上半掘削完了時



(b) 後進坑下半掘削完了時

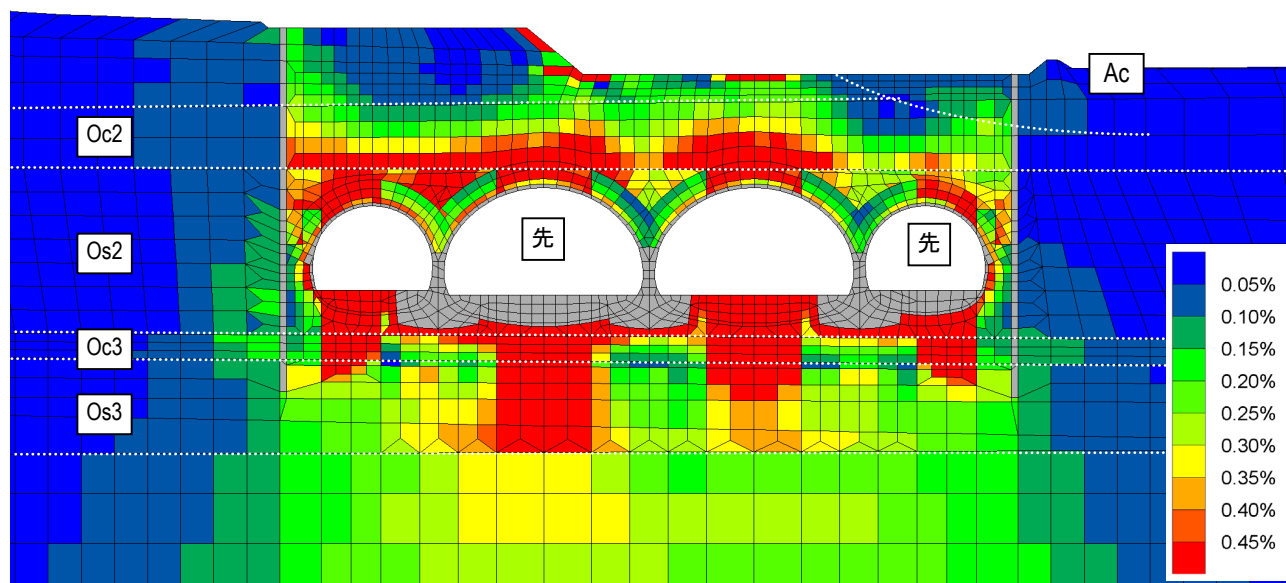
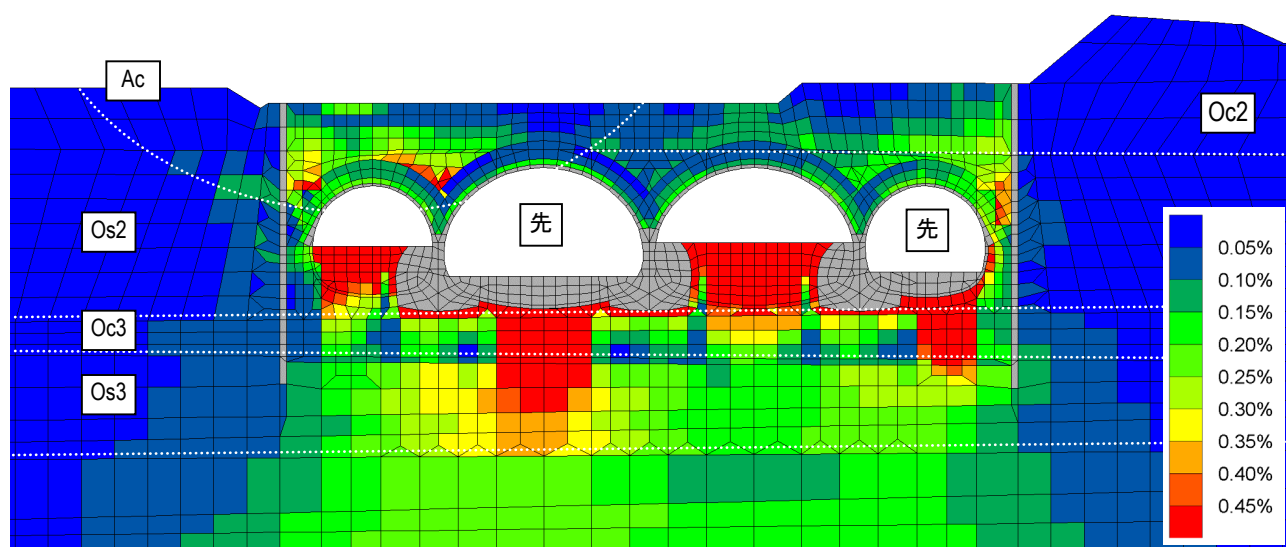
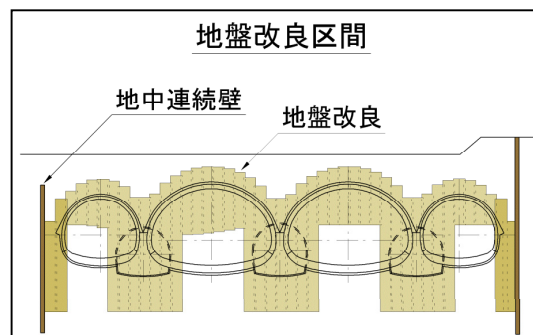


図 3.37 最大せん断ひずみ分布図 (AGF 区間 STA.109+40)

(a) 先進坑上半掘削完了時



(b) 後進坑下半掘削完了時

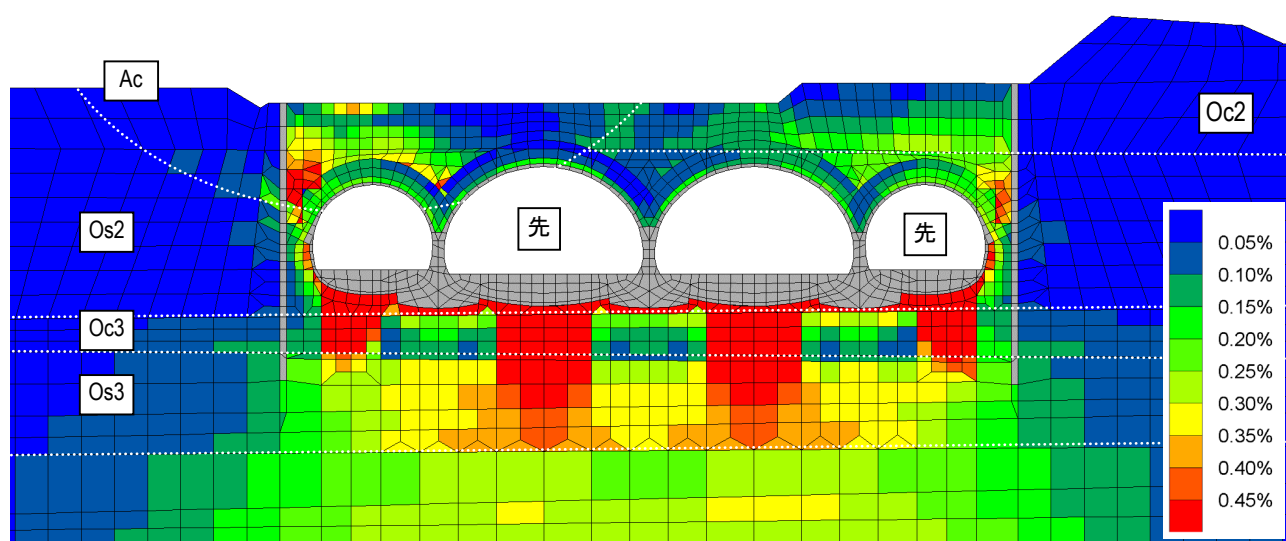


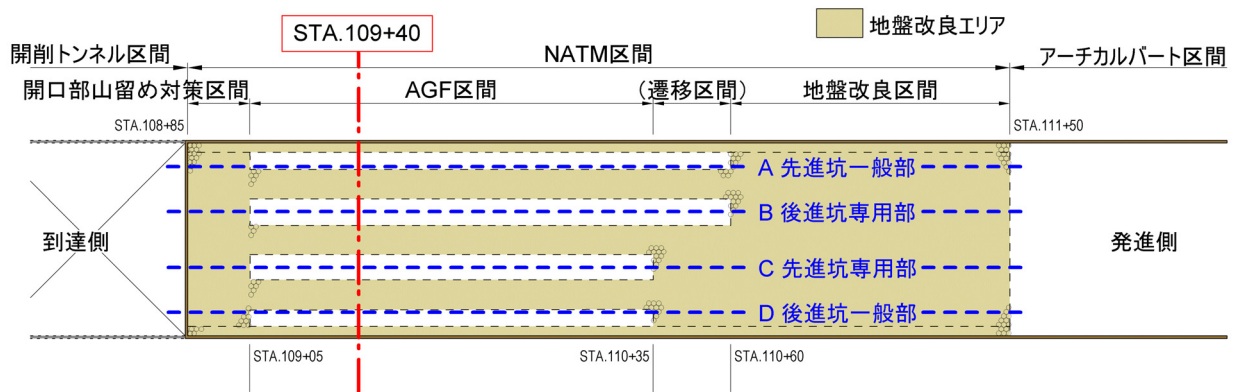
図 3.38 最大せん断ひずみ分布図(地盤改良区間 STA.110+60)

3.11 切羽前方の安定性

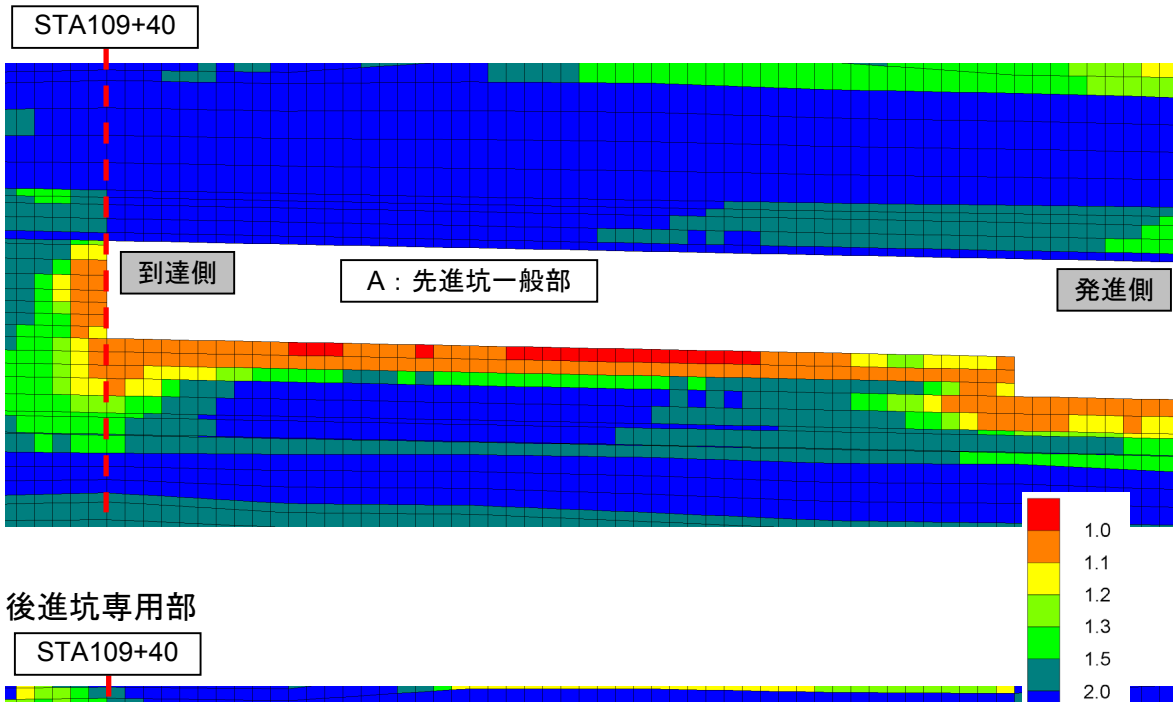
AGF 区間には補助工法として導坑箇所には支持力対策を目的とした地盤改良および天端防護を目的とした AGF 工法が採用されている。小路トンネルでは以下の特徴を有するため、地盤改良区間には鏡補強として地盤改良が採用されているが、AGF 区間には工程面、経済性等から地盤改良による鏡補強は採用されておらず、切羽鏡面の不安定化が懸念される。

- ①上半鏡面は未固結の大阪層群砂層であり、細粒分含有率も低く、自立性が悪い地山である。
- ②専用部は掘削高さが約 6.7m の扁平大断面であり、一般部でも掘削高さが 5.4m におよび。
- ③AGF 区間においても土被りは 10m の小土被りトンネルである。
- ④京都側谷筋には沖積層が分布しており、予測外の挙動を示す可能性がある。

図 3.39 および図 3.40 に示す解析結果においても、切羽前方に局所安全係数が低い領域が広がることから、AGF 区間については、切羽の安定化に効果を有する鏡ボルト、鏡吹付コンクリート等の対策工が必要であると考えられる。そこで、AGF 区間の初期段階で鏡ボルトの試験施工を実施し、地山状況、鏡ボルトの効果等を確認した上で鏡補強の必要性を判断することとした。



(A) 先進坑一般部



(B) 後進坑専用部

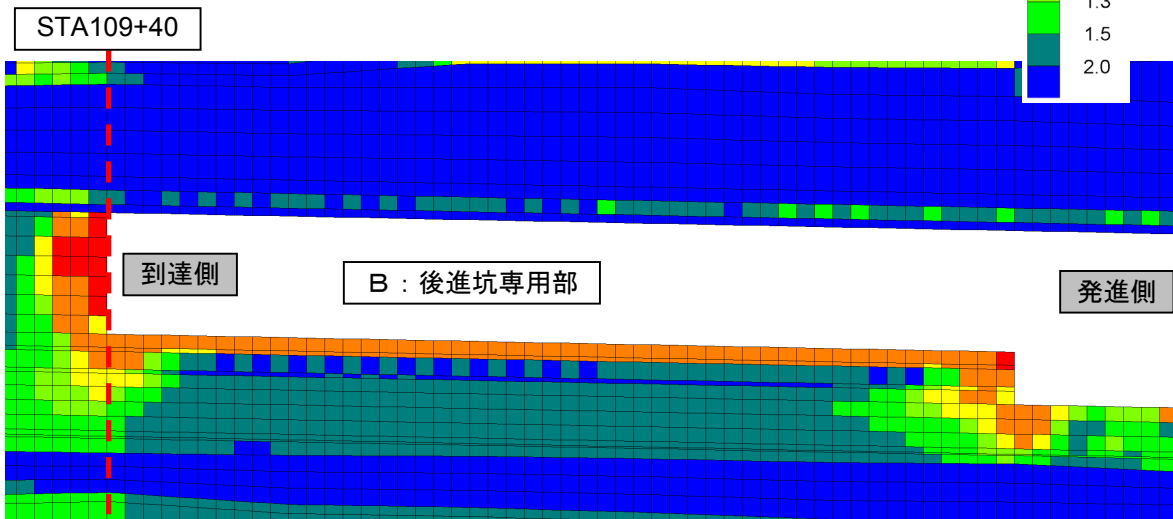
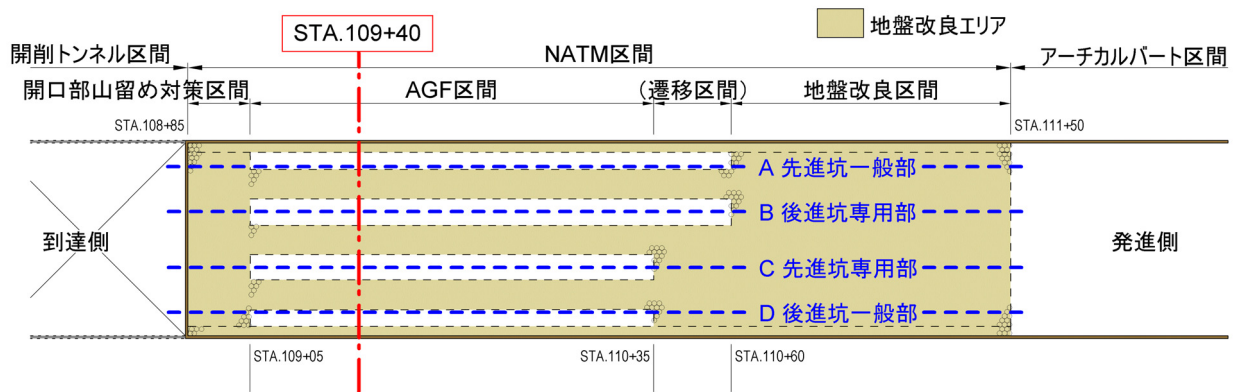
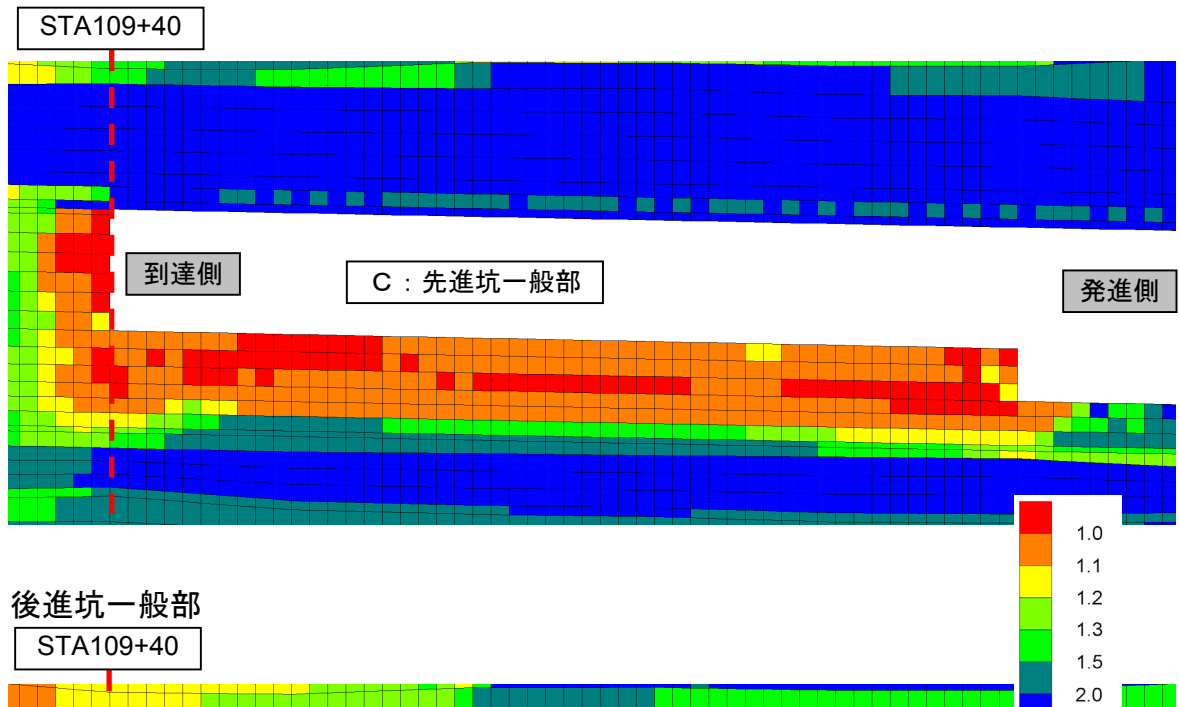


図 3.39 切羽前方の局所安全率図(上半切羽が STA109+40 に到達した時点)



(C) 先進坑専用部



(D) 後進坑一般部

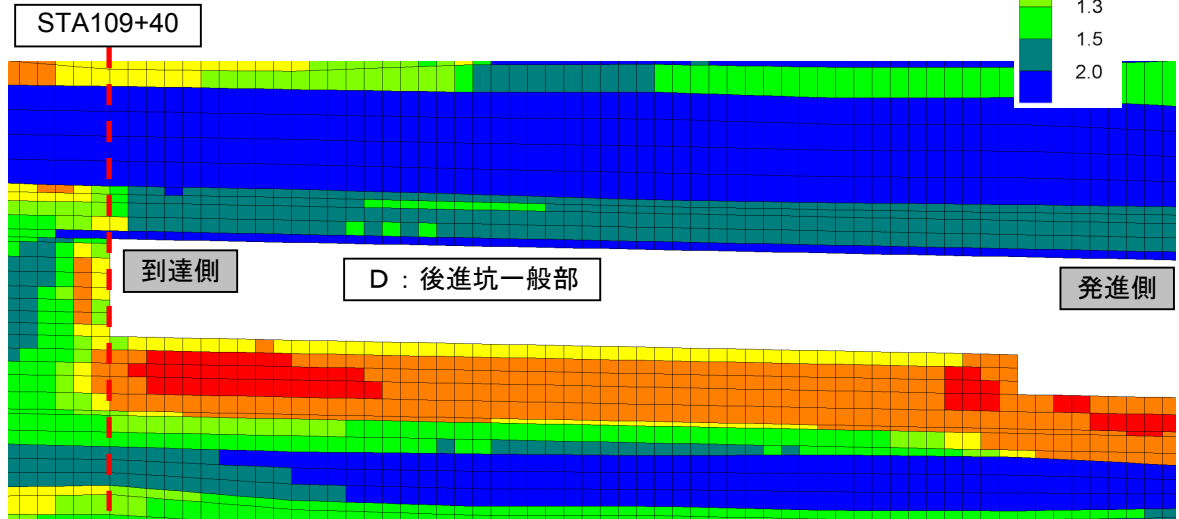


図 3.40 切羽前方の局所安全率図(上半切羽が STA109+40 に到達した時点)

3.12 まとめ

上記のように，三次元逐次掘削解析を実施し，トンネル周辺地盤の安定性やトンネル支保構造の安全性について検討を行った．以下に，検討結果をまとめる．

- ①民地部の地表面沈下量は，地盤改良等の効果によって許容値である 25mm に対して最大で 5mm 程度である．
- ②トンネル直上の地表面沈下量は，地盤改良区間で約 20mm，AGF 区間で約 45mm である．
- ③これらの地表面沈下量は，二次元解析と比較すると，50～80%程度の沈下量となった．また，トンネルの天端沈下に関しては，二次元解析よりも 1.3～2.0 倍程度大きな沈下量が発生している．二次元解析では，掘削解放率の設定に難があることを勘案すると，三次元解析の予測値の方が信頼性は高いと考えられる．
- ④③のように，天端沈下は二次元解析よりも三次元解析の方が大きくなる傾向があることと同義であるが，三次元解析はトンネル掘削において支保が負担する荷重を二次元解析よりも大きく予測する傾向がある．その影響もあって，AGF 区間の先進坑一般部において，後進坑掘削時に鋼製支保工応力が許容応力度を超過する結果となった．したがって，支保の安全性を確保するためには，鋼製支保工のランクアップが必要である．
- ⑤AGF 区間のトンネル天端部の地山は，局所安全係数は大きいものの，大きなせん断ひずみが発生しており，AGF 工法によって地山の崩落を防止し，地山全体の安定性を確保する必要がある．
- ⑥また，切羽前方地山については，局所安全係数が小さい領域が広がることから，鏡ボルト等の対策工が必要である．
- ⑦センターピラーは，水平方向に 14mm 程度の傾斜，鉛直方向に 30mm 程度の隆起が生じる．したがって，これらの変位量に基づいて，覆工の設計巻厚を犯さないための対策を講じる必要がある．
- ⑧施工過程を出来る限り忠実に再現した三次元解析を実施することによって，新たな対策工を必要とする箇所があることも判明したが，基本的には，仮定した掘削手順で施工可能であると考えられる．

参考文献

- 1) 西日本高速道路株式会社ホームページ：<http://corp.w-nexco.co.jp/activity/overview/business/kansai/pdfs/01.pdf>
- 2) TRD 工法協会ホームページ：http://www.trd.gr.jp/trd_frame.htm
- 3) 森正明，中野将宏，白川賢志，大島基義：人家密集地における大断面浅層 4 連めがねトンネルの支持力対策，第 61 回土木学会年次学術講演会講演概要集第 6 部，pp.349-350，2006.9.
- 4) ライト工業株式会社：RAS コラム工法カタログ，2004.10.
- 5) Itasca Consulting Group, Inc.: Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions (FLAC^{3D} Version 2.1), 2002.
- 6) 日本道路公団試験研究所:都市部 NATM トンネル解析的設計の手引き，pp.13-15，2002.
- 7) 中央開発（株）：第二京阪道路（寝屋川市域）国守地区地質調査業務 報告書，2001.3.
- 8) 佐丸雄治，関山龍一：創造的技術の地盤改良，理工図書，pp.23，2001.8.
- 9) （財）土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル，334p，2004.
- 10) （財）日本トンネル技術協会：第二東名・名神トンネルの合理的支保構造に関する検討報告書，1996.2.
- 11) 日本トンネル技術協会：地中構造物の建設に伴う近接施工指針，pp.105-110，1999.
- 12) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.150-154，2003.
- 13) 日本道路協会：道路トンネル観察・計測指針，pp.265-277，1993.
- 14) （社）日本トンネル技術協会：トンネル解析手法の適用に関する検討 報告書（JH 日本道路公団本社委託），pp.5-1 - 5-37，2002.2.

第4章 数値解析に基づくセンターピラーの設計

4.1 設計概要

4.1.1 ピラーコンクリートの形状設定

(1) 当初設計の問題点

本坑を掘削すれば必然的にピラーコンクリートは変位するが（前章で明らかになったように、地盤改良等により変形量は小さくなるが、0にはなり得ない），当初設計ではピラーが変位できる余裕量が0であるため（図4.1参照），設計覆工厚を確保することが不可能である．すなわち，設計覆工厚を確保するためには，ピラーコンクリートの変形余裕量を設ける必要があり，そのための方策としては図4.2に示すような2種類の方法が考えられる．

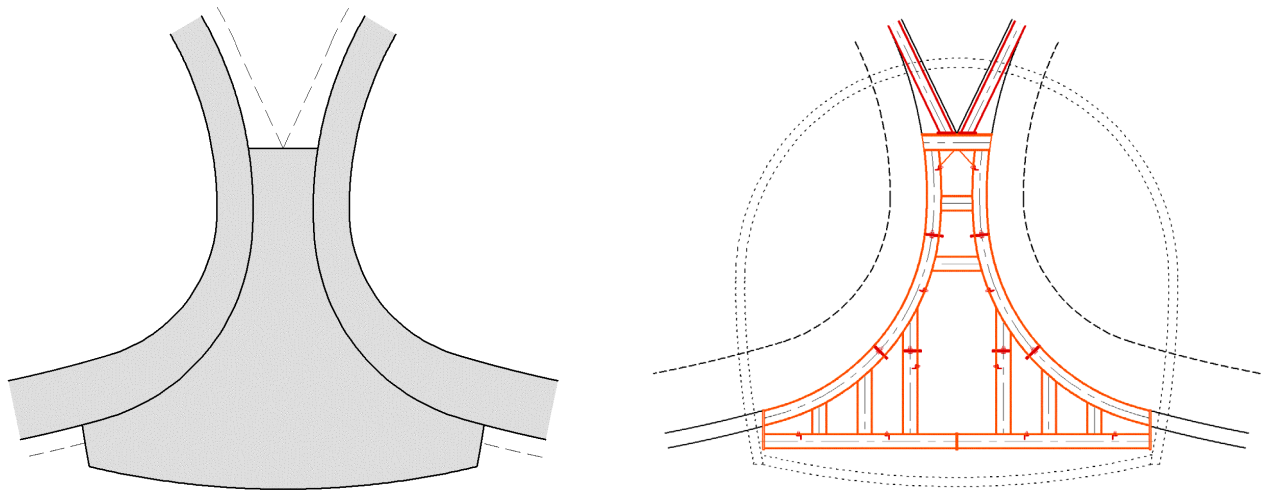


図 4.1 当初設計におけるピラーと覆工の位置関係および鋼材の配置

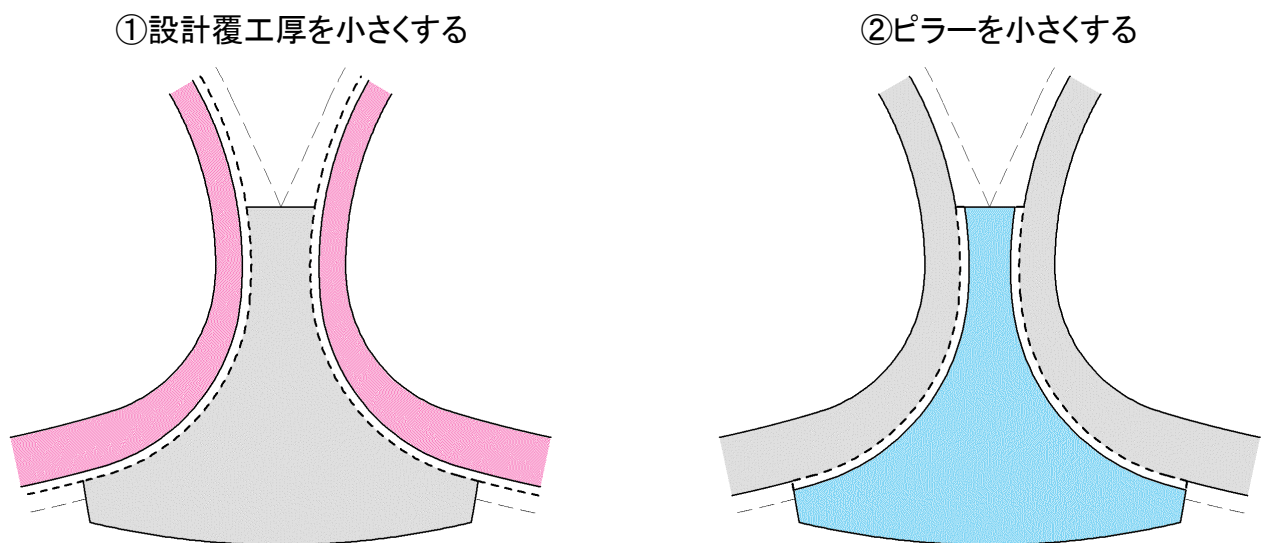


図 4.2 ピラーの変形余裕量を確保する方法

専用部で 600mm，一般部で 400mm という設計覆工厚を考慮すると，①のように設計覆工厚を小さくすると，特に一般部において，複鉄筋構造とすることが困難になる．また，別途行っている耐震検討において，スターラップを密に配筋する必要が生じており，設計覆工厚を小さくすると，スターラップをさらに密に配筋が必要になるため，望ましくない．したがって，②のピラーを小さくすることが可能であるかどうかを検討する．

また，原設計ではピラー天端の形状が水平となっている（図 4.1 に示すように，鋼アーチ支保工軸線と直交していない）ため軸力がうまく伝達されないという懸念があるが，ここでは力学的に有利になるピラー天端の形状，鋼アーチ支保工の形状を検討する．

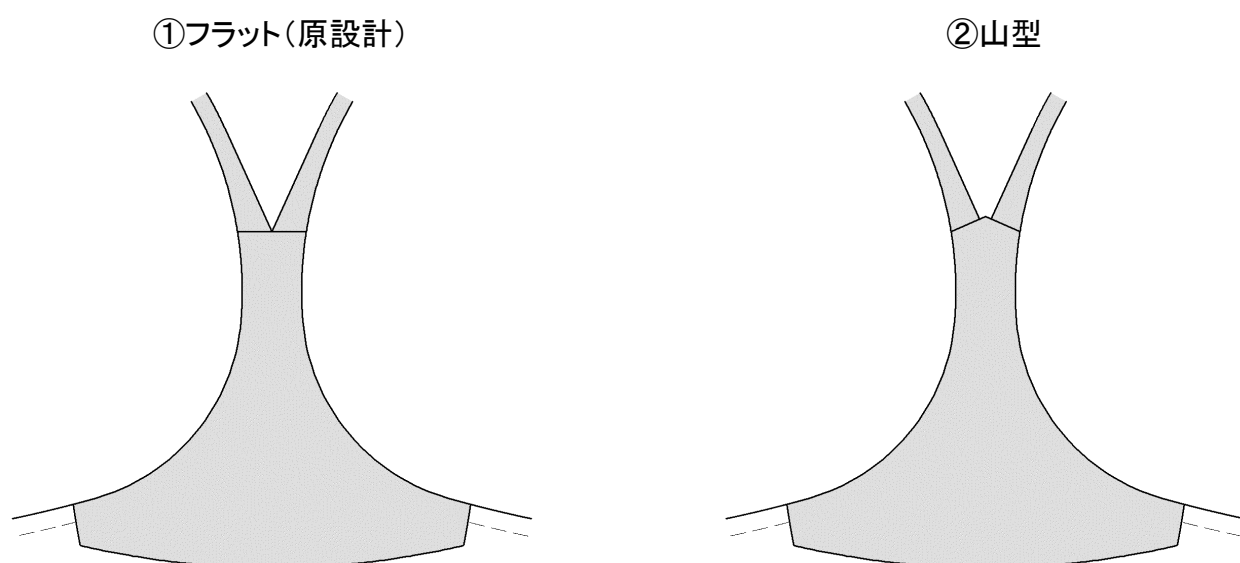
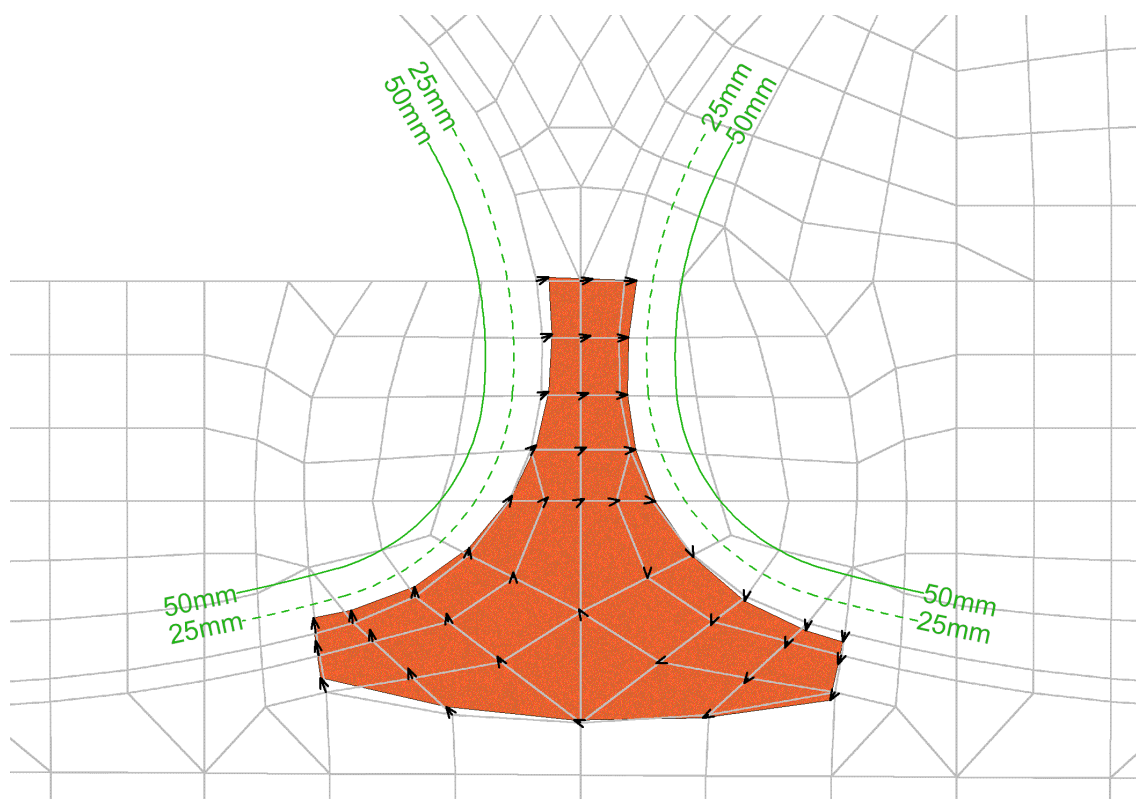


図 4.3 ピラー天端の形状例

(2) ピラーコンクリート縮小量の設定

ピラーを小さくする量は，三次元逐次掘削解析から得られるピラー変位量を基本にして決定する．前章の三次元解析によると，図 4.4 の例のように，ピラーの変位量は，鉛直方向に最大 25mm 程度の隆起，水平方向に最大 12mm 程度の傾斜が生じる結果となっている．鉛直方向の変位に関しては，あらかじめ下げ越しておく等の対策が考えられるが，不確定要素が多くあり，実施工では隆起しない可能性も考えられる．そこで，最悪の状態としてピラーが 25mm 程度変位することを想定してピラーの縮小量を設定することとする．すなわち，ピラーコンクリートの施工誤差等を勘案して，施工管理上の安全率 2 を確保するために，ピラーの縮小量は片側 $25 \times 2 = 50\text{mm}$ とする．

①先進坑上半掘削完了時



②後進坑下半掘削完了時

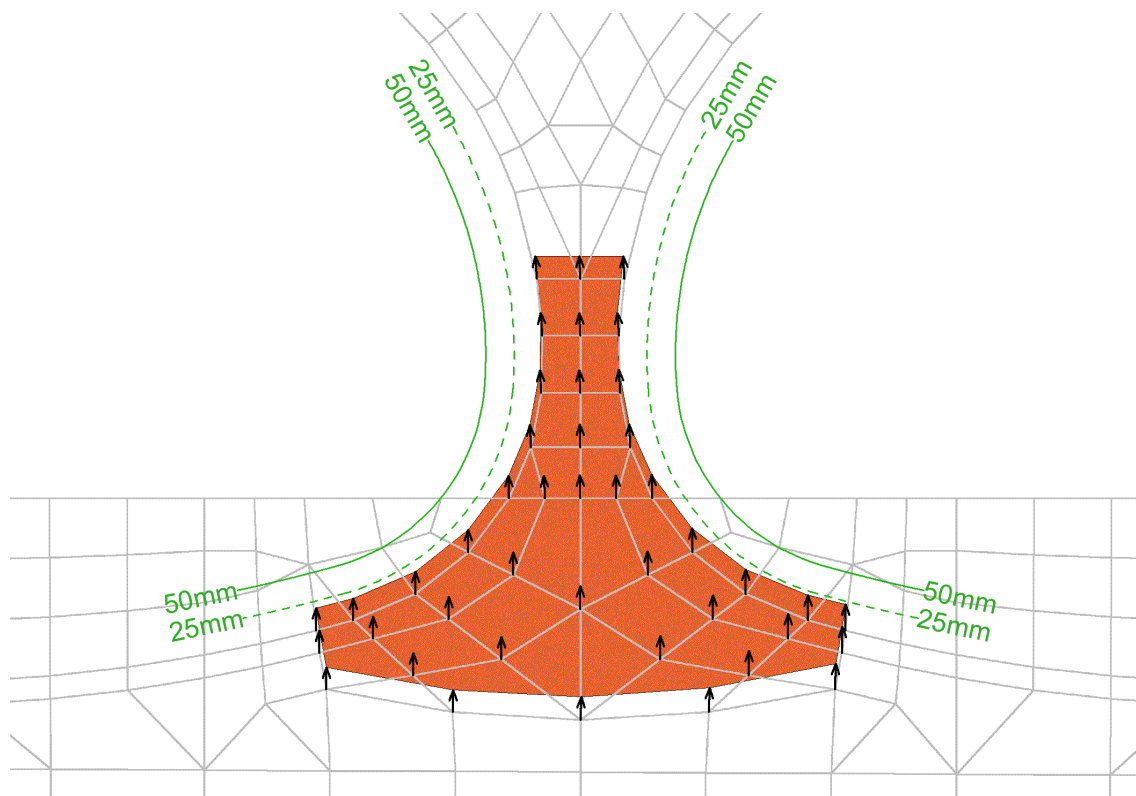


図 4.4 ピラー変位量[AGF 区間の中央ピラー]

(3) ピラー天端形状の設定

ピラー天端の形状に関して、当初設計においてフラットとなっている形状を山型などに変更する場合でも、鋼アーチ支保工とピラー側部の鋼材が不連続となるため、鋼アーチ支保工に発生する軸力がうまくピラーに伝わらないと考えられる。そこで、図 4.5 の③に示すように、鋼アーチ支保工の形状を覆工と同じ形状にし、軸線とピラー天端面がほぼ直角となるように変更することにより、鋼製支保工の連続性を確保する。このような鋼アーチ支保工の形状変更により、弱部がなく、かつ軸力が伝達されやすい構造になると考えられる。

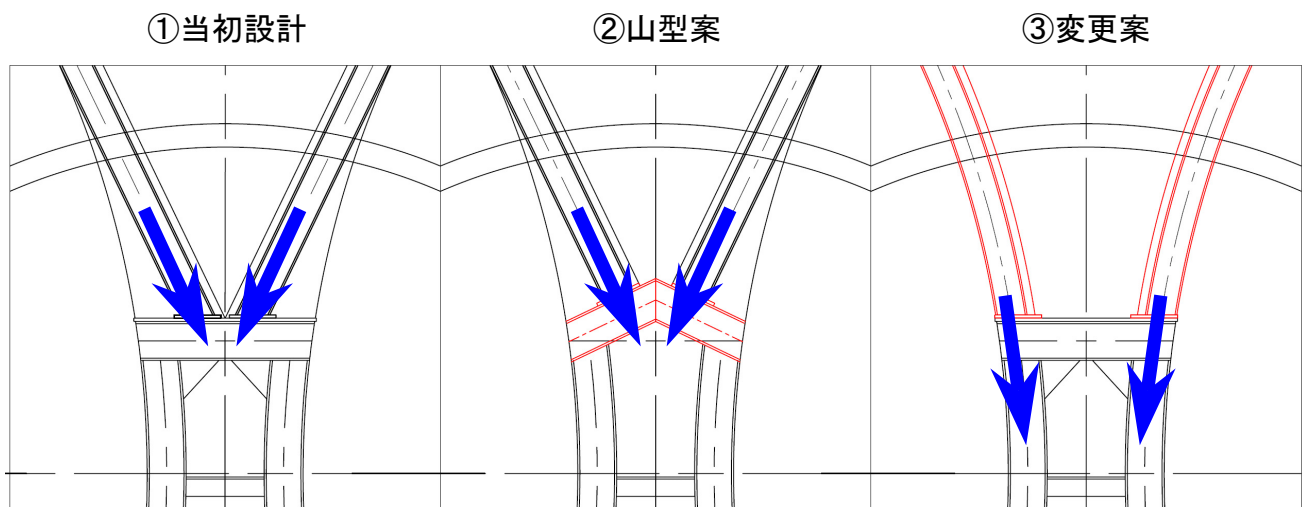


図 4.5 鋼製支保工の形状変更

4.1.2 ピラー補強仕様の設定方針

側壁導坑先進工法で掘削する場合の側壁コンクリートや、避難坑拡幅工事で避難坑を側壁導坑として利用する場合の導坑コンクリートでは、鉄筋等による補強は行われないのが一般的である。また、めがねトンネルにおけるセンターピラーについては、覆工の一部として利用する場合が多く、その場合には覆工と同等の鉄筋で補強されることが多い。小路トンネルのピラー構造のように、覆工の一部として利用せず、一次支保を支える機能のみ有する必要がある場合は、施工中に引張応力が生じる箇所のみ補強すればよいと考えられる。一方、一次支保（鋼製支保工 1m ピッチ）との連続性を考慮すると、鉄筋で補強するよりは、同等の鋼製支保工 1m ピッチを補強仕様の基本とする方が妥当であると考えられる。

4.1.3 検討フロー

図 4.6 に検討フローを示す。

ピラーコンクリートの構造検討

施工時の耐震検討

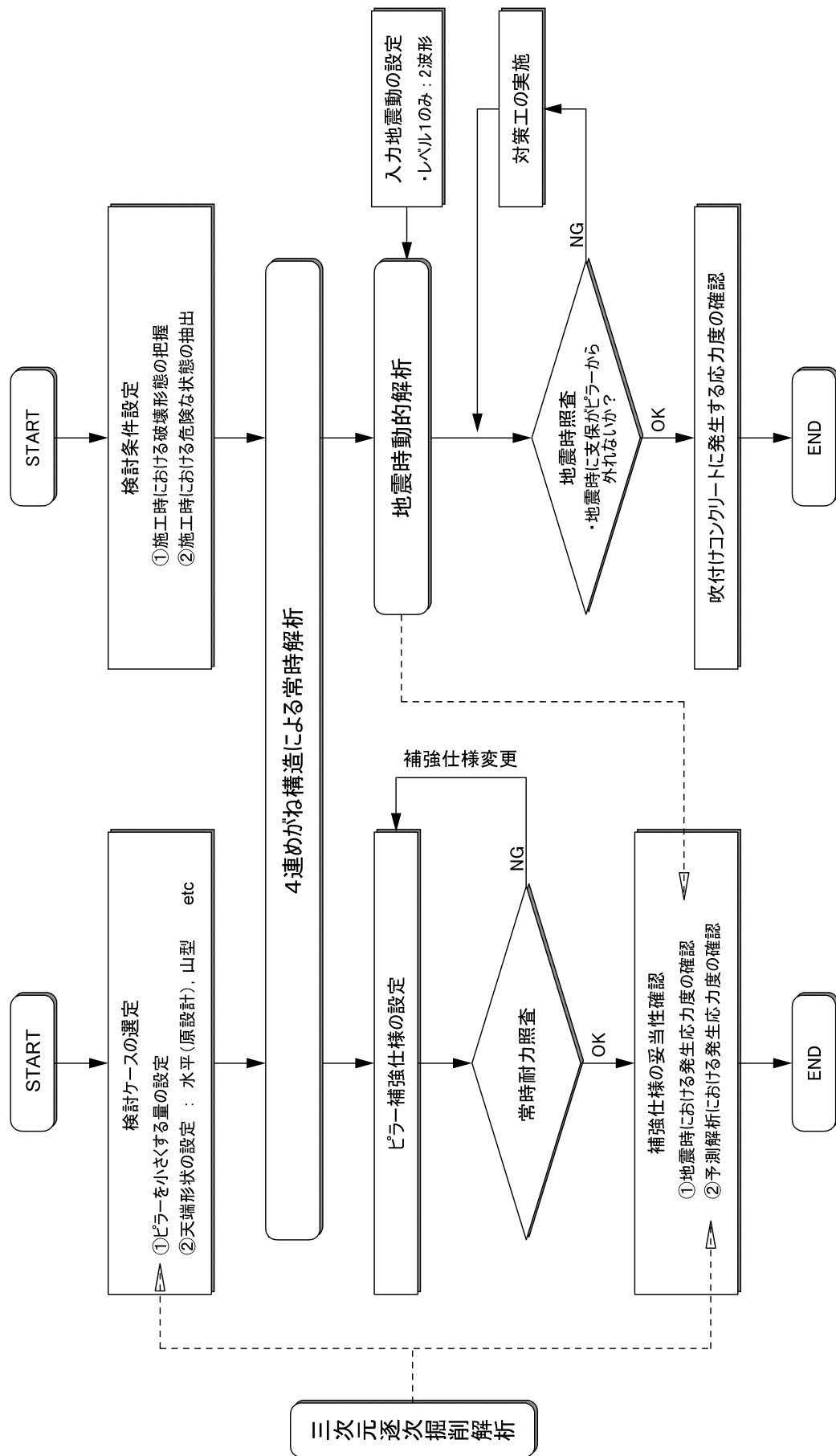


図 4.6 センターピラーの設計フロー

4.2 常時検討

4.2.1 概説

4連めがね構造をモデル化した二次元 FEM モデルを用いて、掘削完了時を想定した常時解析を実施し、ピラーの補強仕様の検討を行う。掘削完了時の支保部材の応力状態を正確に把握するためには、逐次掘削解析を行うべきであるが、本検討の主目的が、ピラーに作用する荷重の推定および支保の地震時変形挙動であることを勘案して、支保および地盤を同時に生成させることにより、全土被り高さ相当の荷重が支保に作用すると考えられる自重解析で代替する。なお、第 3 章で行った三次元逐次掘削、および次節で行う地震時解析の結果を利用して、補強仕様の妥当性を確認することとする。

4.2.2 検討断面

本検討においては、AGF 区間の STA.109+40 を解析対象断面とする（図 3.4 参照）。本断面は、小路トンネルの中で最も土被りの大きな断面である。STA.109+40 断面の地層構成図を図 4.7 に示す。

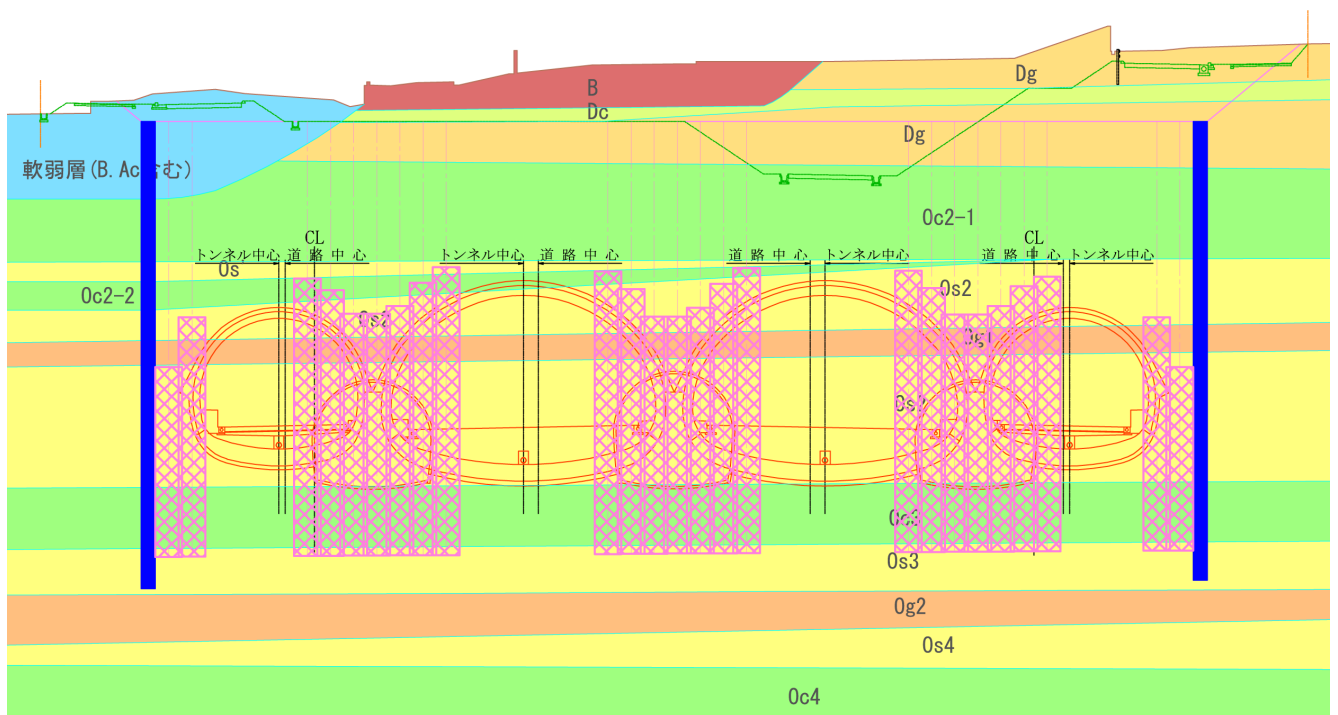
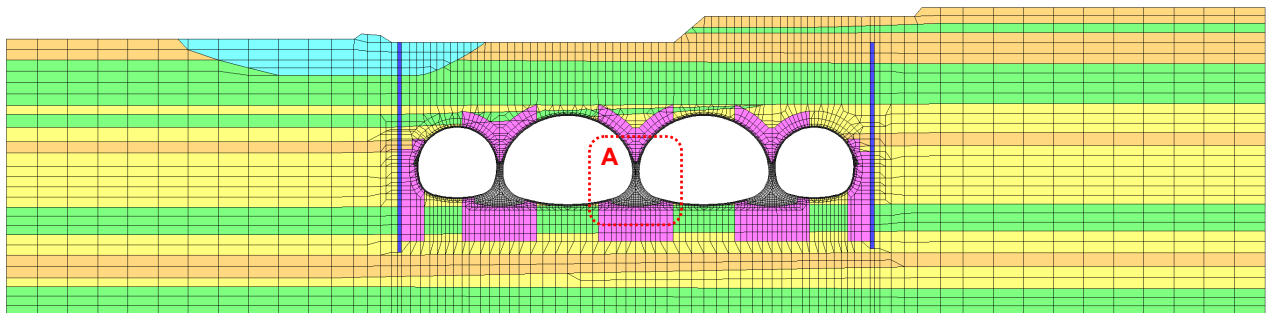


図 4.7 地層構成図(STA.109+40)

4.2.3 解析モデル

図 4.8 に解析モデル図を示す。解析モデルは、地盤、吹付けコンクリートおよびピラーコンクリートを平面ひずみ要素で、鋼製支保工をビーム要素でモデル化し、全て線形材料とする。

(a) 解析モデル全景



(b) A 部詳細図

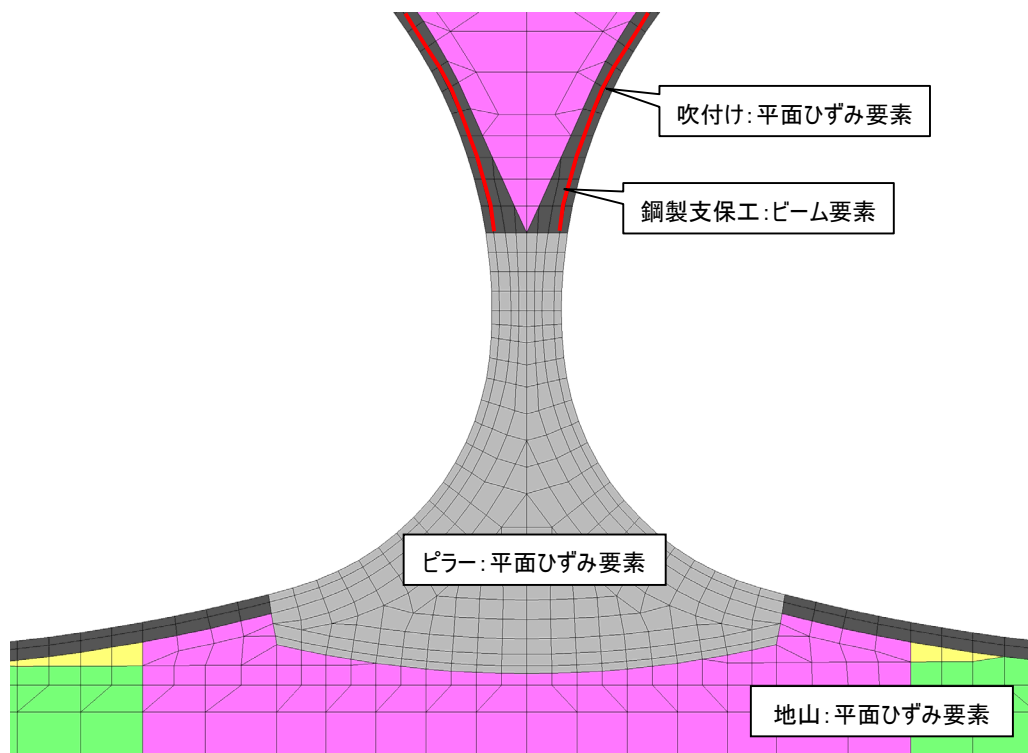


図 4.8 解析モデル図

4.2.4 解析用物性値

(1) 地盤の解析用物性値

地盤の物性値については、図 4.1 に示すように、「第 3 章 三次元解析による地盤・支保挙動に関する検討」と同様の物性値を用いる。

表 4.1 地盤の解析用物性値

地 層 名		記号	代表N値	単体重量 (kN/m ³)	変形係数 (kN/m ²)	ポアソン比	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)
盛土層		B	10	18.0	5 000	0.3	0.0	27.0
沖積粘性土層		Ac	4	19.0	2 000	0.4	25.0	0.0
段丘層	礫質土	Dg	17	19.5	11,900	0.3	0.0	31.0
	粘性土	Dc	12	18.0	8,400	0.4	120.0	0.0
大阪層群	粘性土	Oc2	10	17.0	16,000	0.4	100.0	0.0
	砂質土	Os'	40	20.0	38,000	0.3	0.0	39.5
	砂質土	Os2	40	20.0	38,000	0.3	0.0	39.5
	礫質土	Og1	43	21.0	40,850	0.3	0.0	40.4
	粘性土	Oc3	18	17.5	28,800	0.4	200.0	0.0
	砂質土	Os3	46	20.0	43,700	0.3	0.0	41.3
	礫質土	Og2	49	21.0	46,550	0.3	0.0	42.1
	砂質土	Os4	45	20.0	42,750	0.3	0.0	41.0
	粘性土	Oc4	28	18.0	44,800	0.4	180.0	0.0

(2) 支保部材の解析用物性値

表 4.2 に、支保部材の解析用物性値を示す。専用部および一般部の吹付けコンクリートについては、弱材齢時の弾性係数を採用することとした。

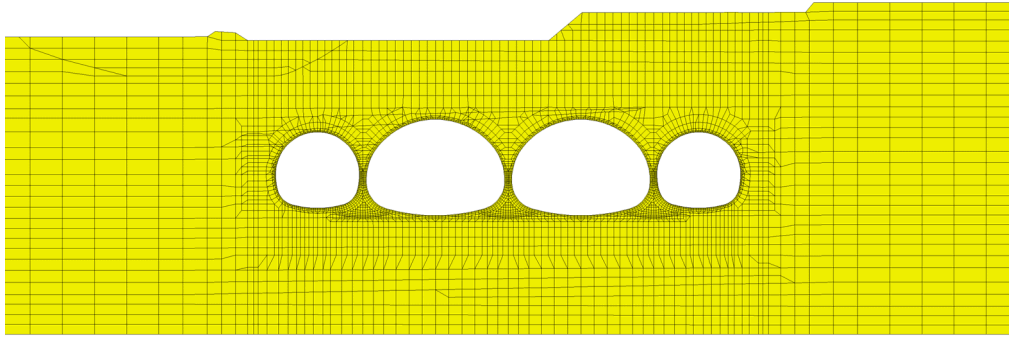
表 4.2 支保部材の解析用物性値

支保部材	要素種別	弾性係数 (kN/m ²)	断面積 (m ²)	断面二次 モーメント (m ⁴)	ポアソン比	備 考
専用部 吹付けコンクリート	平面ひずみ要素	6.00E+06	(t = 250mm)	—	0.2	$f_{ck} = 36\text{N/mm}^2$
専用部 鋼製支保工	ビーム要素	2.00E+08	6.35E-03	4.72E-05	—	HH-200
一般部 吹付けコンクリート	平面ひずみ要素	4.00E+06	(t = 200mm)	—	0.2	$f_{ck} = 18\text{N/mm}^2$
一般部 鋼製支保工	ビーム要素	2.00E+08	3.97E-03	1.62E-05	—	H-150
地中連続壁(ソイルセメント)	平面ひずみ要素	7.50E+04	—	—	0.3	$f_{ck} = 0.5\text{N/mm}^2$
地中連続壁(芯材)	ビーム要素	2.00E+08	8.34E-03	2.35E-04	—	I-400 × 200
ピラーコンクリート	ソリッド要素	2.80E+07	—	—	0.2	$f_{ck} = 30\text{N/mm}^2$
地盤改良土	ソリッド要素	(弾性係数は設計基準強度の 150 倍)			0.2	

4.2.5 解析ステップ

図 4.9 に示すように、一次支保と地盤を同時に生成した後に、自重を付加するという解析ステップを採用した。このような解析ステップを採用することにより、全土被り高さ相当の荷重が支保に作用することを考慮した。

(a) Step1: 要素生成



(b) Step2: 自重付加

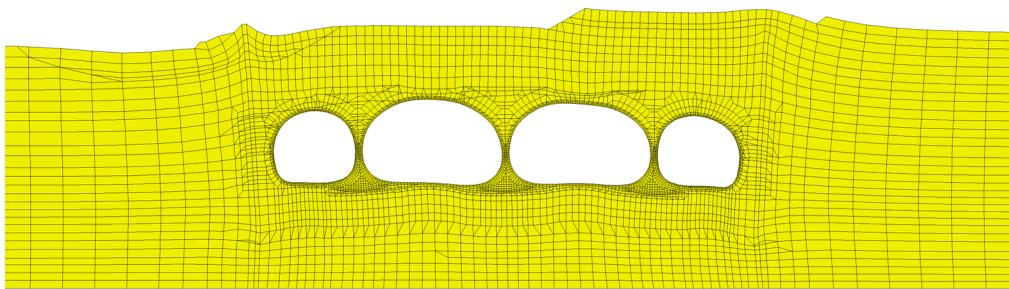


図 4.9 解析ステップ

4.2.6 解析結果

図 4.10 に変形図を示す．4 連めがねトンネル全体が 100～150mm 程度沈下するような挙動をしている．ただし，本沈下量は，地盤と支保を同時に生成した自重解析で得られた沈下量であるため，地盤自身の圧縮に伴う沈下分も含まれている．トンネル天端とインバートセンターとの相対変位に着目すると，専用部では 50mm 以上収縮しているのに対して，一般部では 20mm 程度の収縮となっている．向かって左側のトンネルよりも右側のトンネルの収縮量が大きいののは，地表面形状が水平ではなく，右側トンネルの土被りが大きいためである．

図 4.11 および図 4.12 に主応力ベクトル図を示す．青線は圧縮，赤線は引張を示している．トンネル上部の土圧は一次支保を介してピラーに伝わり，ピラー壁部に大きな圧縮応力が発生している．ピラー内部では，トンネルの内空面に沿って大きな圧縮応力が分布する傾向がある．また，ピラー底盤部では，水平方向に引張応力が発生している．

図 4.13 に最大圧縮主応力の分布図を示す．また，図 4.14 に最大引張主応力の分布図を示す．ピラー壁部およびピラー左右端部に大きな圧縮応力が発生しており，最大で 10.0N/mm^2 となっている．底盤部には最大 4.1N/mm^2 の周方向引張応力が発生することが分かる．

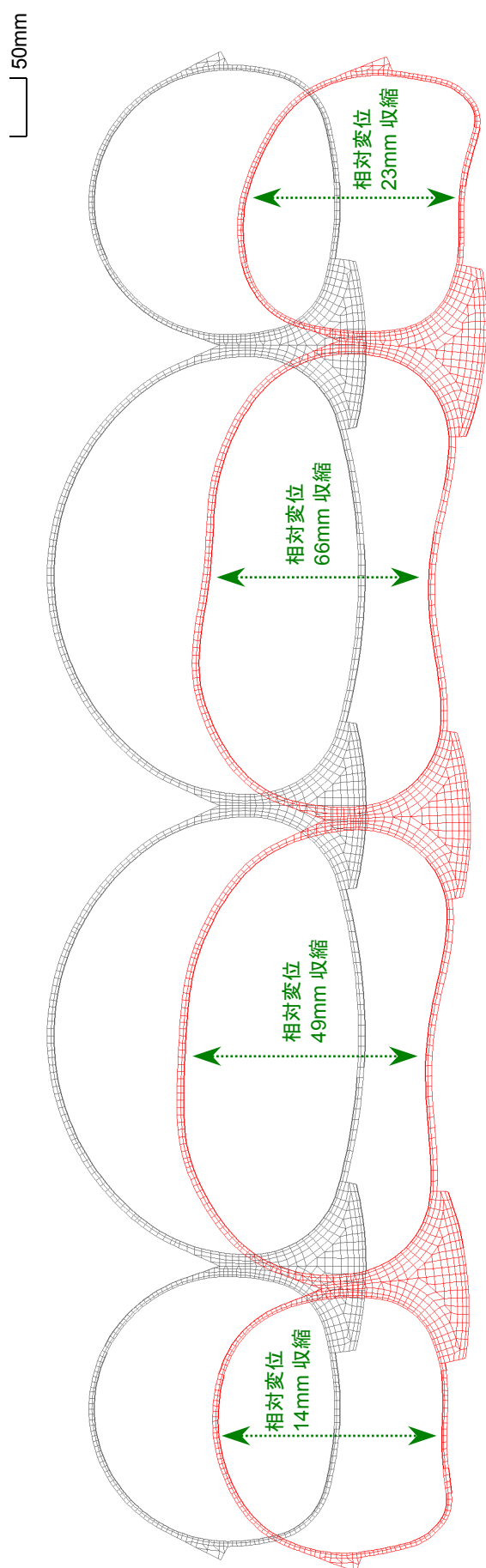


図 4.10 変形図

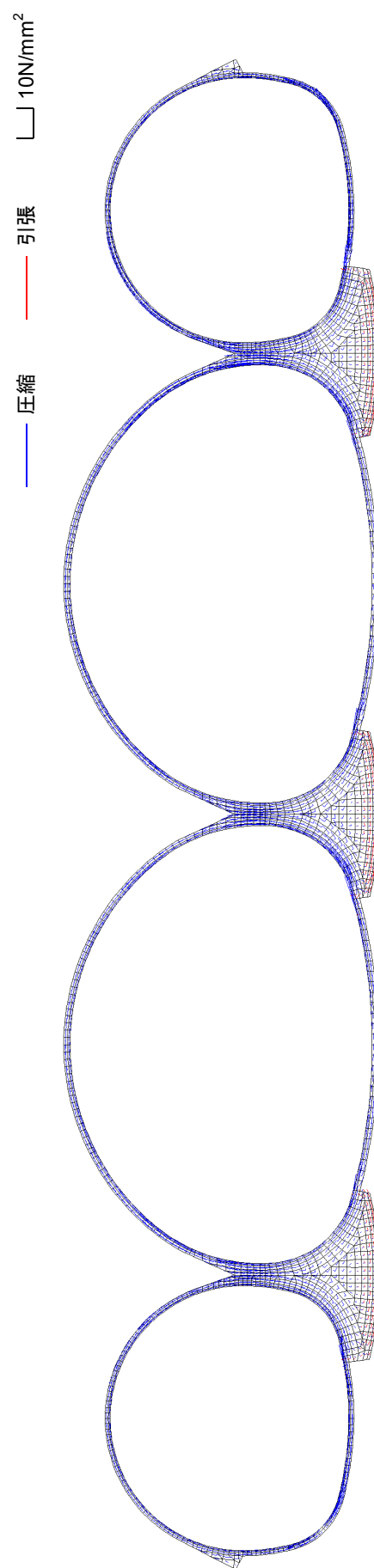
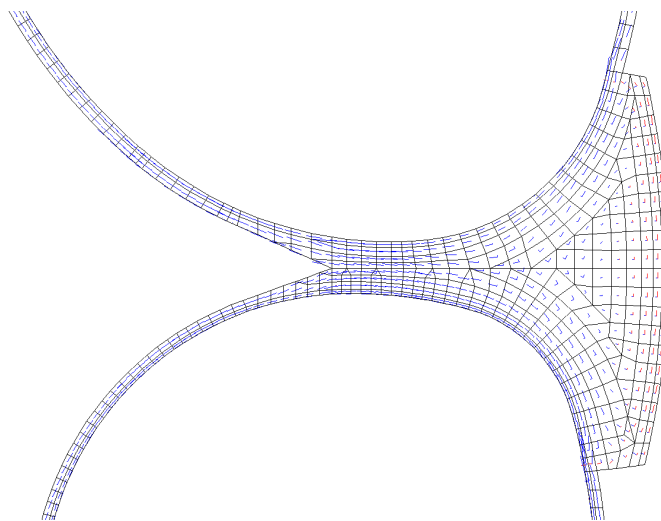


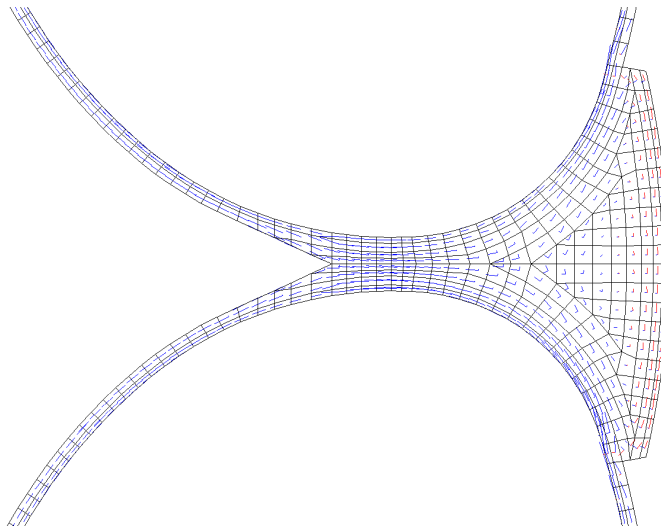
図 4.11 主応力ベクトル(全体図)

— 圧縮 — 引張 — 10N/mm²

(a) 左ピラー



(b) 中央ピラー



(c) 右ピラー

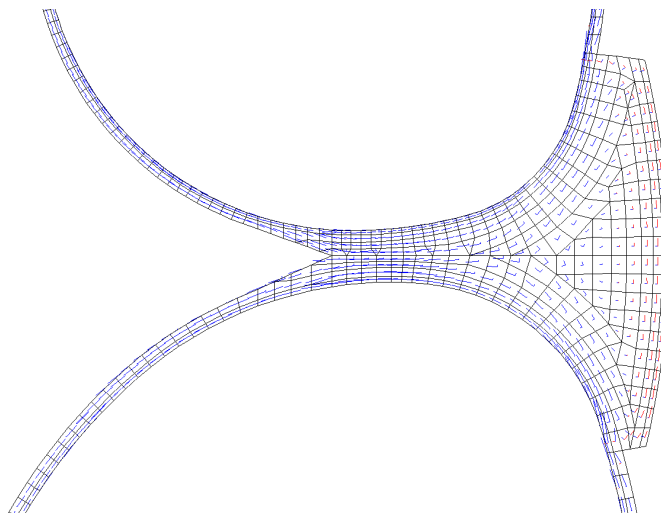


図 4.12 主応カベクトル(ピラー部付近拡大図)

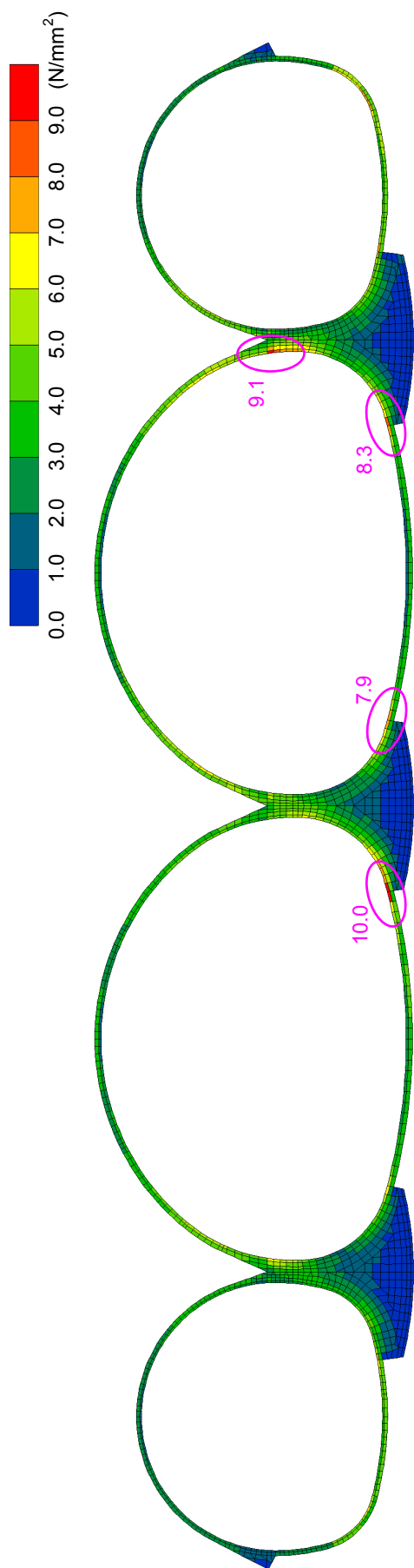


图 4.13 最大压缩主应力分布

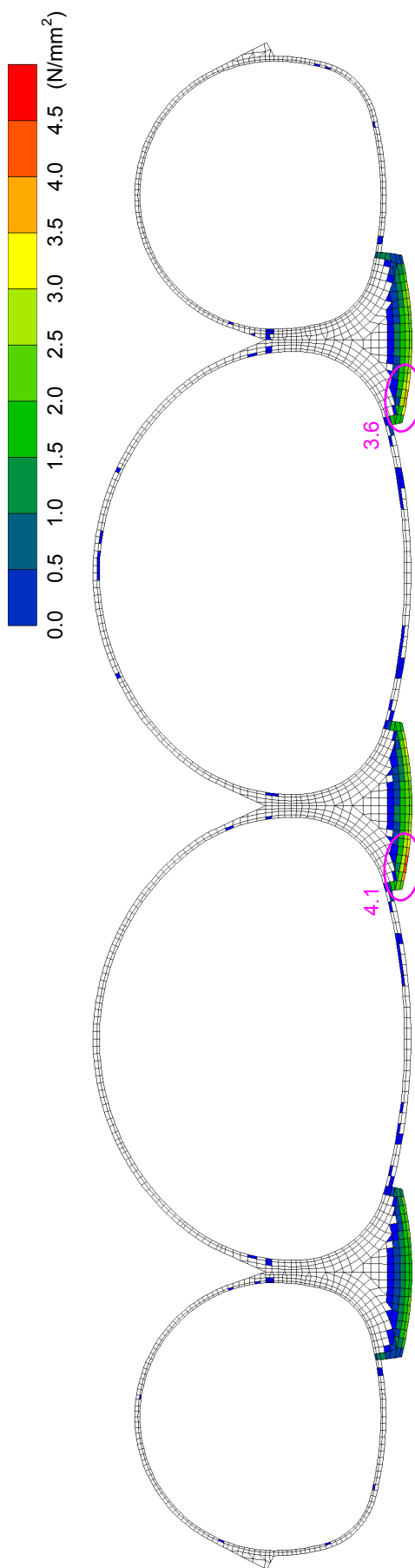


图 4.14 最大引張主应力分布

4.2.7 補強仕様の決定および照査

(1) 補強仕様の設定

常時解析の結果、センターピラーには、覆工と接する部分（側部）には周方向圧縮応力、底盤には周方向引張応力が発生することが分かった。したがって、常時解析の結果からは、底盤部のみ補強が必要であるが、一次支保との連続性を考慮し、図 4.15 のように補強鋼材を設置する。

また、先進坑および後進坑掘削による左右のねじれと共に、掘削の進行に伴う縦断方向の载荷による偏荷重の発生も考えられる。したがって、ピラーに縦断直交方向のクラック発生も懸念されることから、ピラーの縦断方向に補強鋼材を配置する。

なお、側部の鋼材については三次元逐次掘削解析および地震時動的解析の結果を利用して補強仕様の妥当性を確認する。

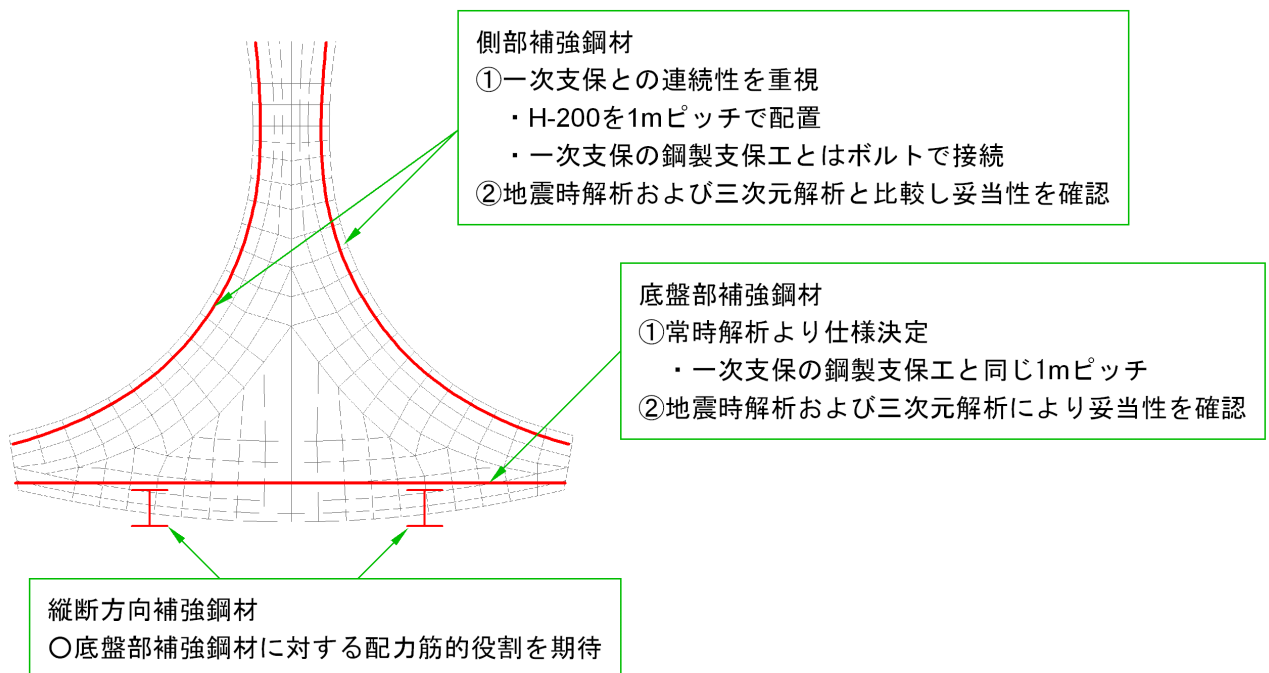


図 4.15 ピラー補強鋼材配置概念図

(2) 照査

図 4.13 から分かるように、ピラーには最大 10.0N/mm^2 の圧縮応力が発生しており、設計基準強度 $f_{ck}=30\text{N/mm}^2$ のコンクリートの短期許容応力度 12.75N/mm^2 以下となっている（設計基準強度 $f_{ck}=30\text{N/mm}^2$ の許容軸圧縮応力度を 8.5N/mm^2 とし、短期の許容応力度として 1.5 を乗じた値 $8.5 \times 1.5 = 12.75$ を用いた（「道路橋示方書・同解説 下部構造編」²⁾ を参照）。

一方、引張に関しては図 4.14 からわかるように底盤部に集中している。引張側の力は鋼材が全て受け持つものとして設計を行う。まず、各々のピラー（左ピラー・中央ピラー・

右ピラー）において，ピラー底盤の代表断面（図 4.16 中の①，②，③）を設ける．次に，代表断面の各々の要素に関して，発生引張応力度に要素厚を乗じたものを要素の発生引張力とし，それらの和を各代表断面での発生引張力とする．最終的に，代表断面での発生引張力を補強鋼材（H-250）の断面積で割ったものを補強鋼材に発生する引張応力度と考え，この引張応力度が許容応力度内にあるかどうかを照査することとする．

表 4.3 に，H-250 を採用した場合の照査結果を示す．常時の底盤の引張力に対しては H-250 で補強を行うと許容応力度内に収まっている．

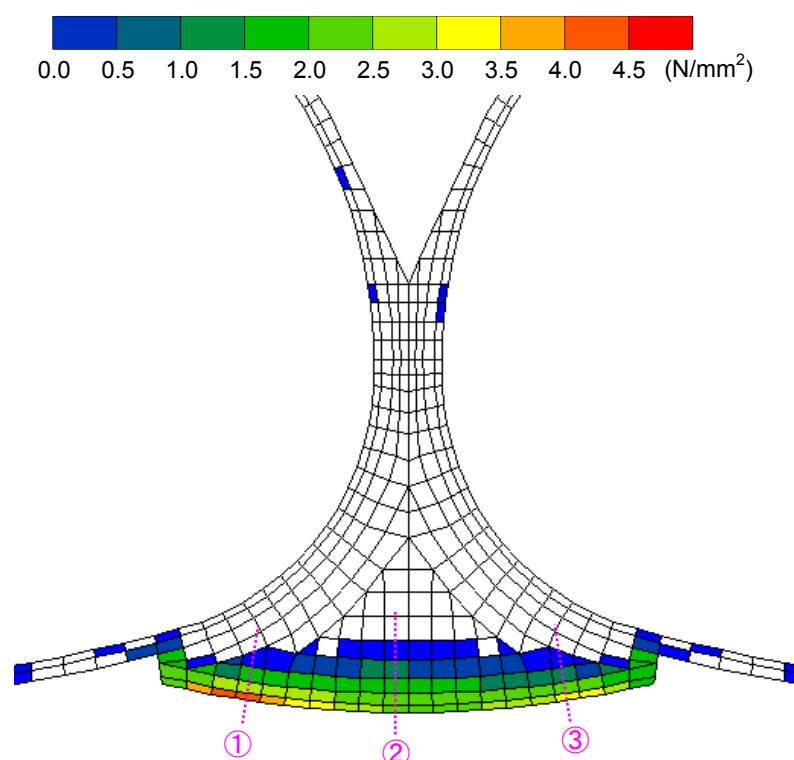


図 4.16 補強仕様算定断面位置(中央ピラー，最大引張主応力分布)

表 4.3 引張応力度の照査(H-250 使用時)

項 目	左ピラー			中央ピラー			右ピラー		
	断面①	断面②	断面③	断面①	断面②	断面③	断面①	断面②	断面③
発生引張力 (kN)	809	904	687	1189	1251	944	1096	1256	977
鋼材の引張応力度 (N/mm ²)	88.5	98.9	75.1	130.0	136.8	103.2	119.9	137.4	106.9
鋼材の許容応力度 (N/mm ²)	210			210			210		
判 定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

(備考) H-250の断面積 91.43cm²

(3) 縦断方向の補強

ピラーに作用する荷重はトンネル切羽接近に応じて徐々に増加し、切羽近傍で最も大きな荷重が作用すると考えられる。また、後進坑掘削による影響で後進坑切羽近傍では局所的な左右のねじれの発生も懸念される。そこで、ピラーに局所的に作用する荷重を縦断方向にも円滑に伝達させられるよう RC 構造物における配力筋の考え方を基に、縦断方向にも補強鋼材を配置する。補強鋼材量は「日本道路公団：設計要領第二集 カルバート」³⁾に準拠し、単位幅当りの縦断鉄骨は単位幅当りの主鉄骨断面積の 1/6 (0.17) 以上となるように決定する。

表 4.4 縦断方向鉄骨仕様一覧

配置箇所	主鉄骨	断面積 (cm ²)	配力鉄骨	断面積 (cm ²)	配力鉄骨 主鉄骨
側部	H200 ctc 1.0m	63.53	L75×75×9 / 1.0m	12.69	0.20
底盤部	H250 ctc 1.0m	91.43	H200×2 本 / 6.4m	19.85	0.22

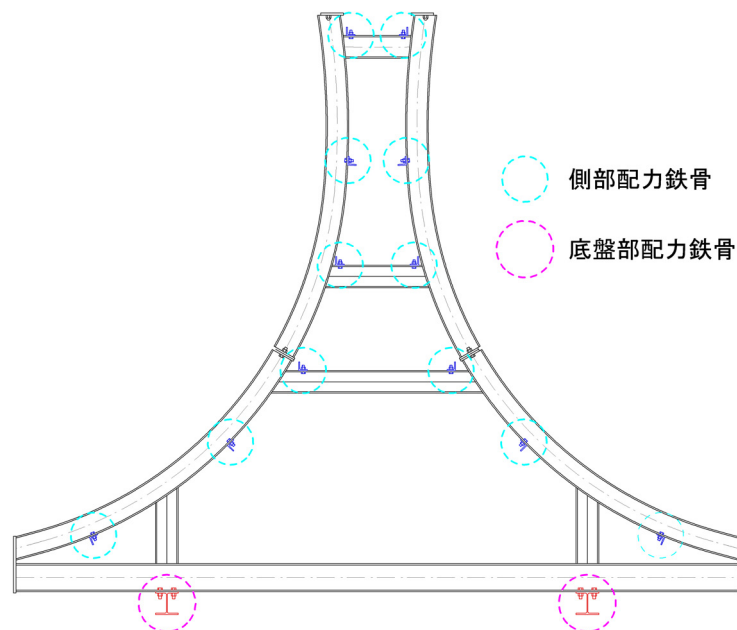


図 4.17 縦断方向鉄骨配置図

4.3 地震時検討(施工時の耐震検討)

4.3.1 概説

トンネル横断方向について、前節の常時検討で用いた二次元 FEM モデルと同一の解析モデルを用いて動的非線形解析を実施する。また、前節の常時解析において支保に発生した応力を引き継ぐこととする。

別途行った覆工の耐震検討においては、覆工を本設構造物として耐震設計を行っており、支保はあくまで仮設構造物と考えている。つまり、地震の規模に関わらず、支保の損傷が限定的なものに留まり、覆工コンクリートの打設を行うことができるのであれば、最終構造物として十分な機能を有していると考えられる。そこで、トンネル支保が地震による損傷が致命的とならない性能を保持していることを確認することを主目的として、施工時の耐震検討を行うこととする。

(1) 施工時における破壊形態

トンネル掘削時に地震が発生した場合、鋼製支保工が降伏し、吹付けコンクリートにクラックが発生する等の現象が生じる危険性がある。部位にもよるが、局所的な支保部材の破壊であれば、補修・補強により当初の支保機能まで修復可能であると考えられる。しかしながら、支保部材の破壊が広範囲にわたって発生し、構造物全体系が崩壊すると、土砂の流入や地表面の陥没等が起こり、修復は非常に困難となる。

小路トンネルの場合、4連めがねトンネルという構造の特徴上、最も起こりやすい構造物全体系の崩壊は、ピラー天端に設置した支保が外れることに伴って生じると考えられる。

(2) 施工時における危険な状態の抽出

当初計画では、先進坑の覆工打設完了後に後進坑の掘削を開始（以下、覆工先打ち）することとなっているが、別途行っている施工順序の検討により、先進坑および後進坑の両方の掘削完了後に打設する（以下、覆工後打ち）ことが可能であることを前提とする。

覆工後打ちの場合、施工時の最も不安定な状態として、覆工打設直前の状態を想定することとする。理由としては、以下のとおり。

- ①最も大きな空洞が空いている状態であり、地震が発生すると最も大きな変形が生じる状態と想定される。
- ②ピラー天端の片側に地盤が残っている状態（先進坑のみ掘削完了）よりも、ピラー天端の両側とも空洞となっている状態（先進坑・後進坑とも掘削完了）の方が、ピラー天端に設置した支保を拘束する効果が小さいため、地震時に支保が外れる可能性が高いと考えられる。

4.3.2 解析物性値

(1) 地盤の解析物性値

地盤の構成則は、修正 R-O モデルを適用する．初期せん断弾性係数は、現地で行われた PS 検層の結果を用いて定めた．動的特性は、地盤は旧建設省土木研究所の剛性低下曲線ならびに減衰増加曲線に、改良土は室内試験より求められた曲線に、それぞれフィッティングさせて各パラメータを決定する．表 4.5 に、地震時解析用の地盤物性値を示す．また、図 4.18 に、大阪層群砂質土層（Os2 層）を対象とした剛性低下曲線の例を示す．

表 4.5 地盤物性値(地震時解析用)

地層区分	N値	粘着力 c (KN/m^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	単位体積重量 (KN/m^3)	V_p (m/s)	V_s (m/s)	V_p/V_s	動的ポアソン比 ν	初期せん断弾性係数 (KN/m^2)	動的変形特性
Ac	3	31.6	0	18.5	680	175	3.89	0.465	57800	沖積粘性土
B	2	-	20.5	18.0	530	150	3.53	0.456	41300	沖積砂質土
Dc	3	30	-	18.0	520	180	2.89	0.432	59500	洪積粘性土
Dg, Ds	14	-	29.5	19.5	740	210	3.52	0.456	87800	洪積砂質土
Oc2	4	101	-	17.0	1260	250	5.04	0.480	108000	洪積粘性土
Og1	50	-	42.4	21.0	1190	320	3.72	0.461	219000	洪積砂質土
Os2	82	-	45	20.0	1360	320	4.25	0.471	209000	洪積砂質土
Oc3	12	189	-	17.5	1510	340	4.44	0.473	206000	洪積粘性土
Os3	46	-	41.3	20.0	1620	370	4.38	0.472	279000	洪積砂質土
Og2	72	-	45	21.0	1840	400	4.60	0.475	343000	洪積砂質土
Os4	44	-	40.7	20.0	1800	370	4.87	0.478	279000	洪積砂質土
Oc4	24	240	-	18.0	1830	340	5.38	0.482	212000	洪積粘性土
改良1	元Ac層			20.0		310		0.400	200000	室内試験より設定
改良2	元Os2層			20.0		590		0.400	703000	
改良3	元Oc3層			20.0		420		0.400	366000	

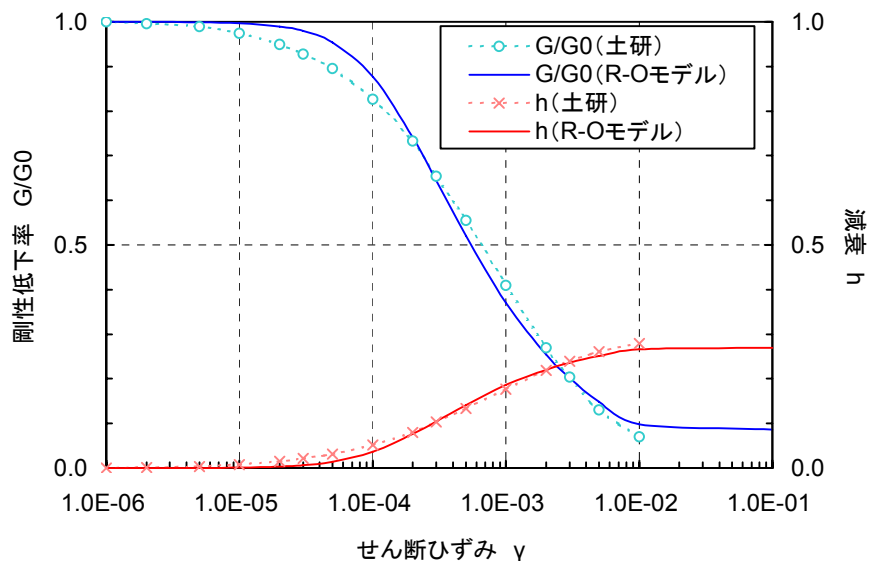


図 4.18 剛性低下曲線の例(Os2 層)

(2) 地盤の解析物性値

常時検討では、吹付けコンクリートの弾性係数については、弱材齢時の値を採用している。地震発生時には、吹付けコンクリートは十分に硬化している可能性が高いと考えられるので、地震時検討では、吹付けコンクリートの弾性係数については、硬化後の値を採用することとする。表 4.6 に、地震時検討用の支保物性値を示す。

表 4.6 支保部材の解析用物性値(地震時検討用)

支保部材	要素種別	弾性係数 (kN/m ²)	断面積 (m ²)	断面二次 モーメント (m ⁴)	ポアソン比	備 考
専用部 吹付けコンクリート	平面ひずみ要素	2.95E+07	(t = 250mm)	—	0.2	$f_{ck} = 36\text{N/mm}^2$
専用部 鋼製支保工	ビーム要素	2.00E+08	6.35E-03	4.72E-05	—	HH-200
一般部 吹付けコンクリート	平面ひずみ要素	2.20E+07	(t = 200mm)	—	0.2	$f_{ck} = 18\text{N/mm}^2$
一般部 鋼製支保工	ビーム要素	2.00E+08	3.97E-03	1.62E-05	—	H-150
地中連続壁(ソイルセメント)	平面ひずみ要素	7.50E+04	—	—	0.3	$f_{ck} = 0.5\text{N/mm}^2$
地中連続壁(芯材)	ビーム要素	2.00E+08	8.34E-03	2.35E-04	—	I-400×200
ピラーコンクリート	ソリッド要素	2.80E+07	—	—	0.2	$f_{ck} = 30\text{N/mm}^2$
地盤改良土	ソリッド要素	(150qu)	—	—	0.2	

4.3.3 想定地震動

耐震設計においては、一般の場合、以下に示す 2 種類の地震動を考慮することとなっている。

(i) レベル 1 地震動

構造物の耐用期間内に数回発生する地震動

(中規模程度の地震による地震動)

(ii) レベル 2 地震動

構造物の耐用期間内に発生する確率が極めて小さい地震動

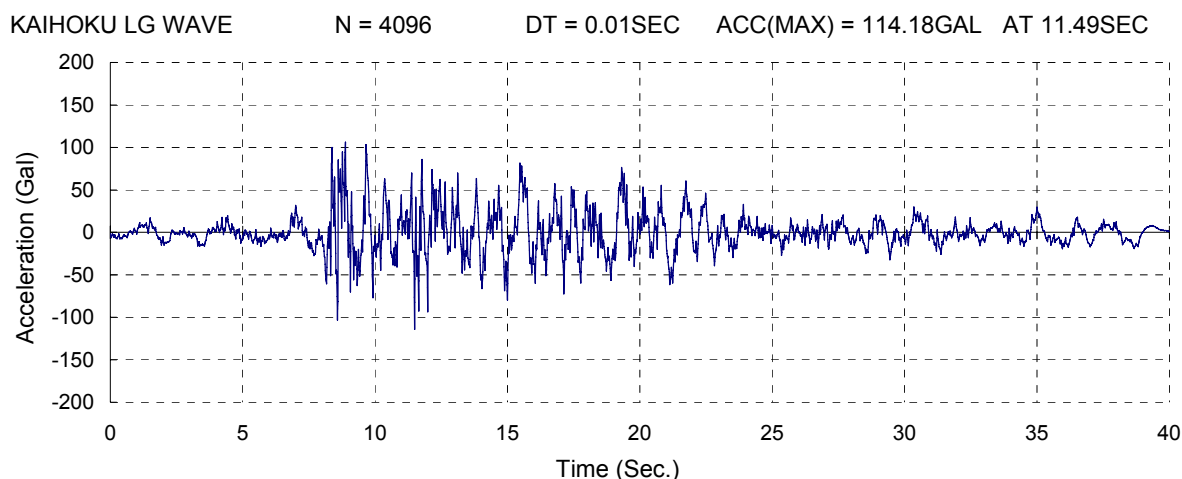
(大規模な地震による地震動)

施工時の耐震検討の場合、施工期間を考慮すると、施工時にレベル 2 の地震が発生する確率は小さいと考えられる。また、施工時の検討においてレベル 2 の地震動まで考慮すると、対策が過大となり経済性に劣るばかりか、施工的に不可能な対策となることも予想される。したがって、施工時の検討において想定する地震動としては、レベル 1 地震動のみとする。

入力地震動としては、「日本道路公団東京建設局：東京外環自動車道（千葉県区間）掘

割構造物設計・施工指針（案）」⁴⁾ で用いられている加速度波形を使用する。同指針では既往の代表的な強震記録をもとに、地震波のレベル・タイプごとに設定された設計スペクトルに合うように振幅調整した加速度波形を作成し用いている。図 4.19 に、本節で使用するレベル 1 地震動 2 波形の加速度波形を示す。

(a) 1978 年宮城県沖地震 開北橋周辺地盤 LG



(b) 1978 年宮城県沖地震 開北橋周辺地盤 TR

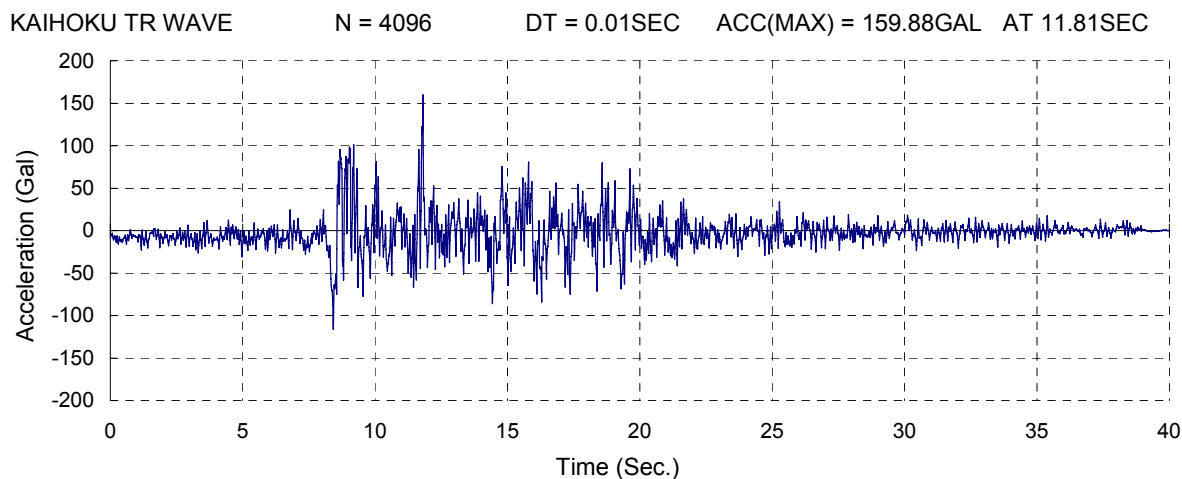


図 4.19 加速度波形(レベル1地震動)

4.3.4 解析結果

図 4.20～図 4.29 に、各加速度波形を用いた解析において、ピラー天端の水平変位が最大となった時刻における解析結果を示す。図 4.20 および図 4.25 は、ピラー天端変位最大時の変形図であり、両波形とも向かって右から左に変形している。トンネル天端とインバートセンター間の水平方向相対変位は、「開北橋周辺地盤 LG」の波形で 5mm 程度、「開北橋周辺地盤 TR」の波形で 7mm 程度となっており、若干「開北橋周辺地盤 TR」の波形の方が大きくなっている。

図 4.21、図 4.22、図 4.26 および図 4.27 は、ピラー天端変位最大時の主応力ベクトル図である。青線は圧縮、赤線は引張を示している。トンネルが左側に変形している時刻であるため、吹付けコンクリートは、各トンネルの左側の応力が大きくなっている。一方、ピラー壁部に関しては、左側ではトンネル周方向に圧縮応力が大きく発生しているのに対して、右側ではトンネル周方向に引張応力が発生している。

図 4.23 および図 4.28 は、ピラー天端変位最大時の最大圧縮主応力の分布図を示している。地震の影響により常時から圧縮応力が増加しており、「開北橋周辺地盤 LG」の波形で 11.5N/mm^2 、「開北橋周辺地盤 TR」の波形で 12.4N/mm^2 となっている。ピラー壁部において、常時からの応力増分が大きくなっている。

図 4.24 および図 4.29 は、ピラー天端変位最大時の最大引張主応力の分布図を示している。引張応力に関しても、地震の影響により常時から引張応力が大きくなっており、「開北橋周辺地盤 LG」の波形で 5.1N/mm^2 、「開北橋周辺地盤 TR」の波形で 5.4N/mm^2 となっている。

図 4.30 および図 4.32 は、最大圧縮主応力の時刻歴最大値の分布図である。両波形とも、各トンネルの脚部については、右脚部よりも左脚部の圧縮応力の方が大きく、ピラー壁部については、右側よりも左側に大きな圧縮応力が発生していることから、右から左への変形が卓越した波形と考えられる。

図 4.31 および図 4.33 は、最大引張主応力の時刻歴最大値の分布図である。ピラー底盤部における引張応力は、ピラーセンターではなく、左右の端部に近い位置で最大となっている。

└─ 50mm

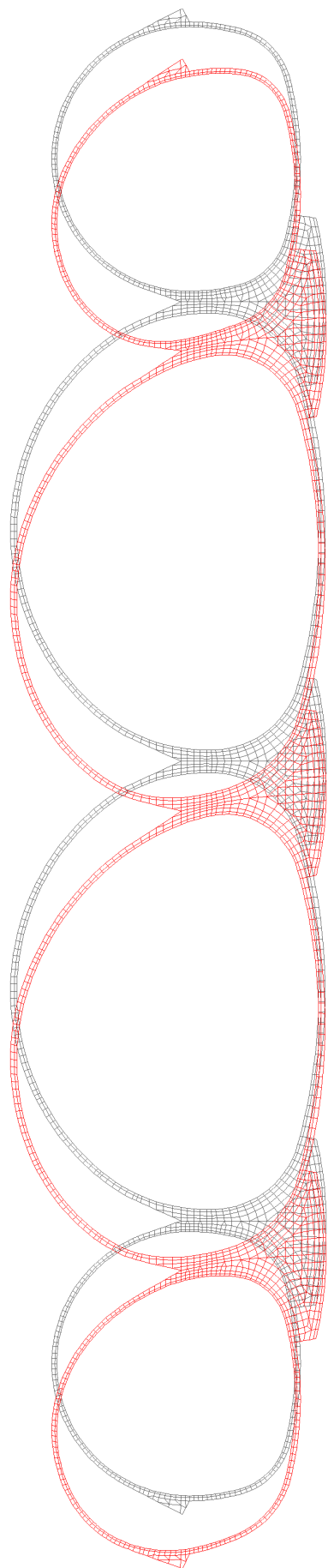


図 4.20 プラマー天端変位最大時変形図 (開北橋周辺地盤 LG, 8.96 秒)

└─ 10N/mm²

— 引張 — 圧縮

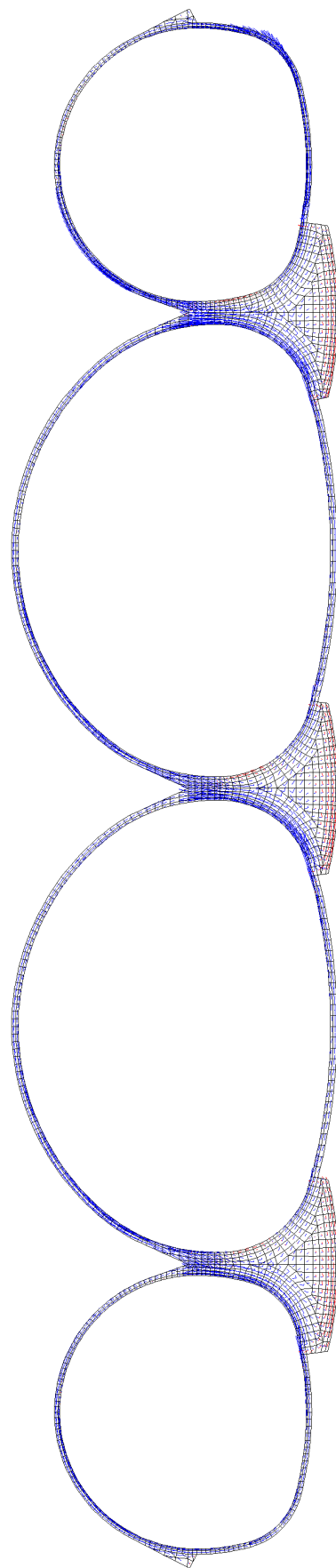
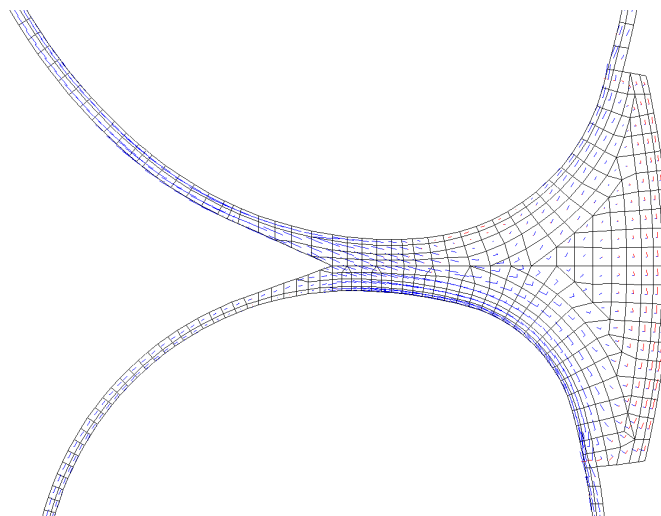


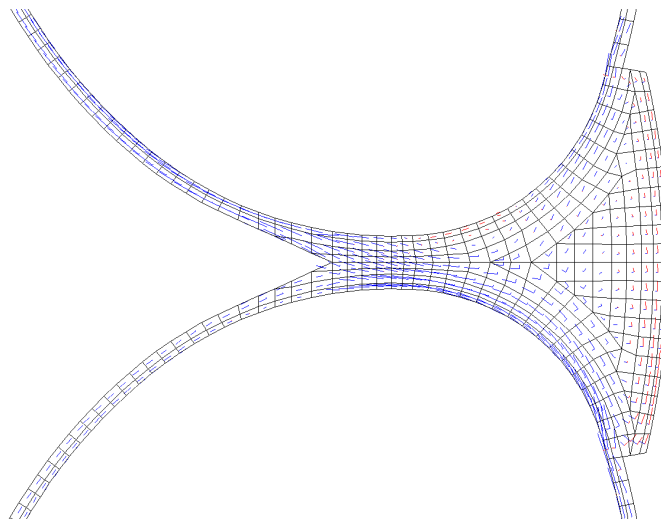
図 4.21 プラマー天端変位最大時の主応カベクトル図 (開北橋周辺地盤 LG, 8.96 秒) [全体図]

— 圧縮 — 引張 \square 10N/mm²

(a) 左ピラー



(b) 中央ピラー



(c) 右ピラー

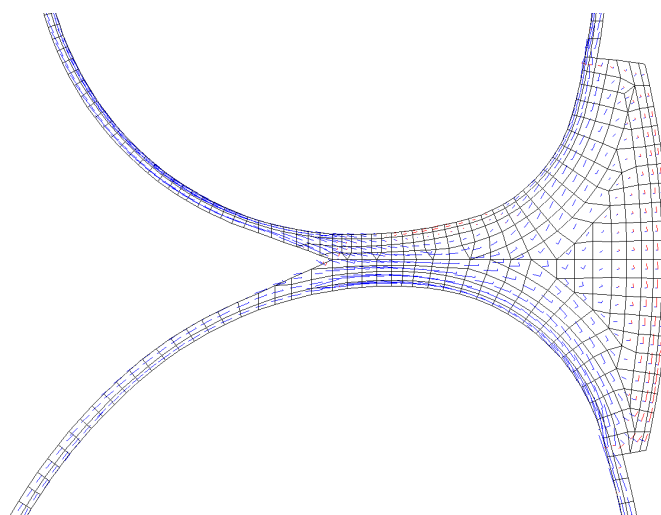


図 4.22 ピラー天端変位最大時の主応力ベクトル図 (開北橋周辺地盤 LG, 8.96 秒) [ピラー付近拡大図]

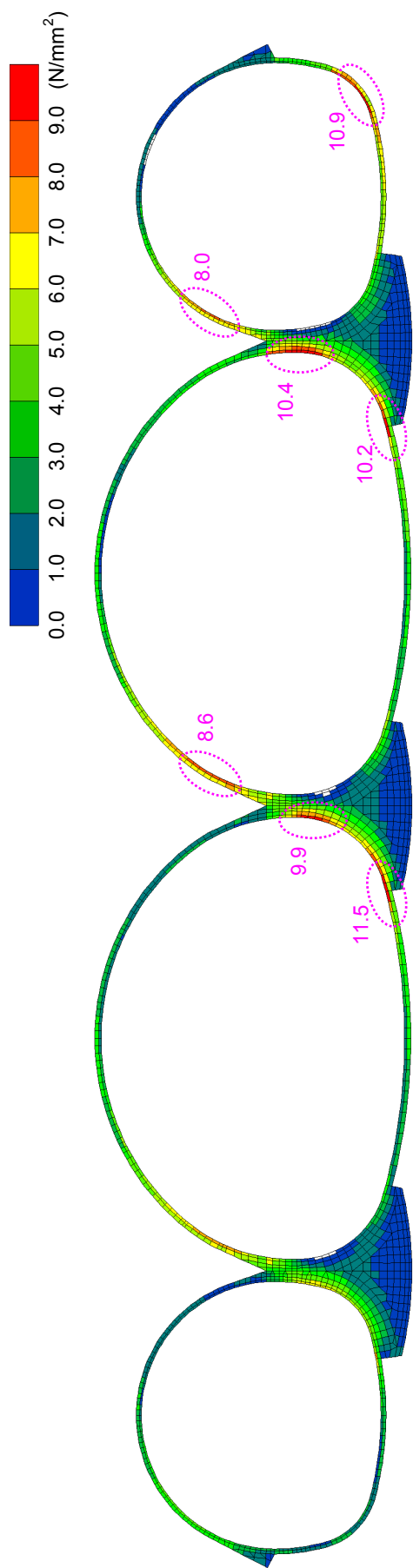


图 4.23 最大压缩主应力分布 (開北橋周边地盤 LG, 8.96 秒)

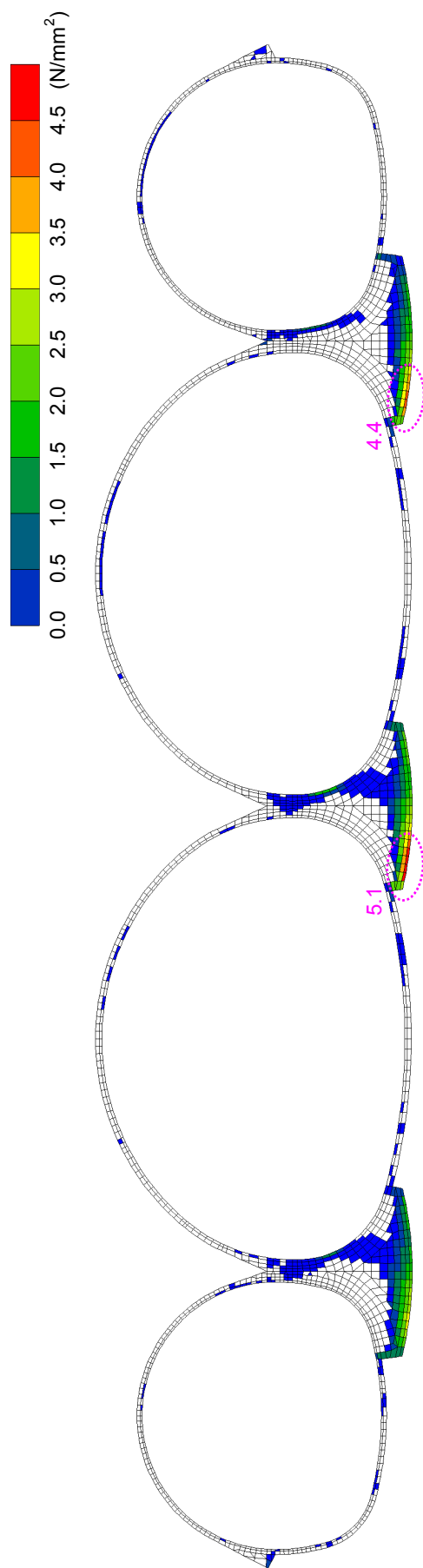


图 4.24 最大引張主应力分布 (開北橋周边地盤 LG, 8.96 秒)

└─┘ 50mm

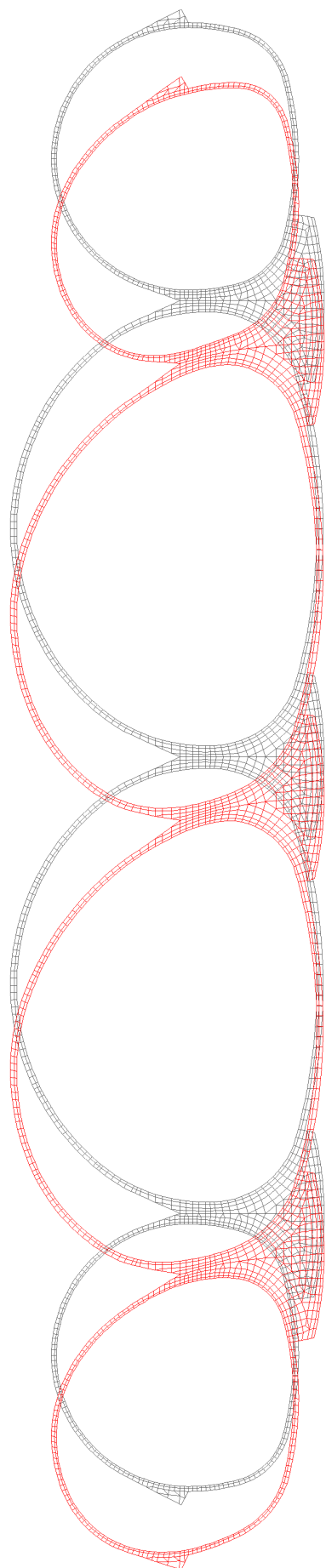


図 4.25 プラ-天端変位最大時変形図(開北橋周辺地盤 TR, 8.80 秒)

└─┘ 10N/mm²

— 引張 — 圧縮

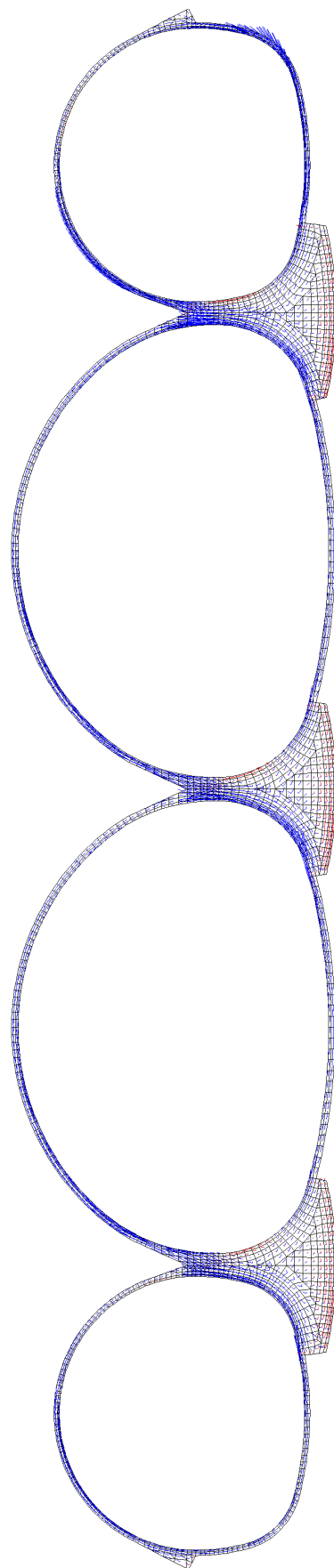


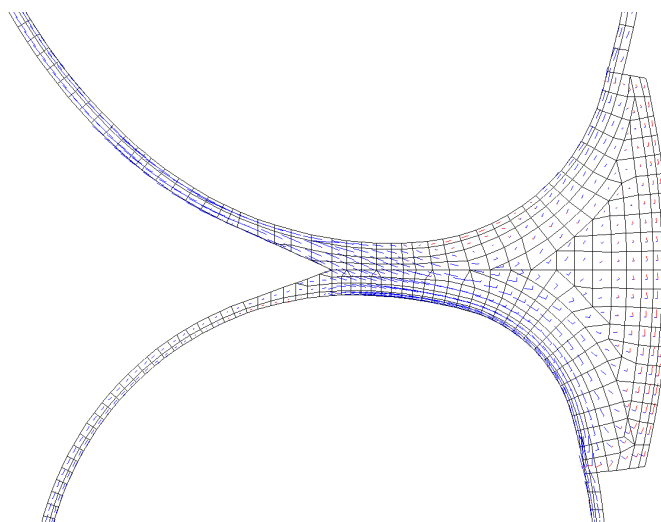
図 4.26 プラ-天端変位最大時の主応カベクトル図(開北橋周辺地盤 TR, 8.80 秒)[全体図]

└─ 10N/mm²

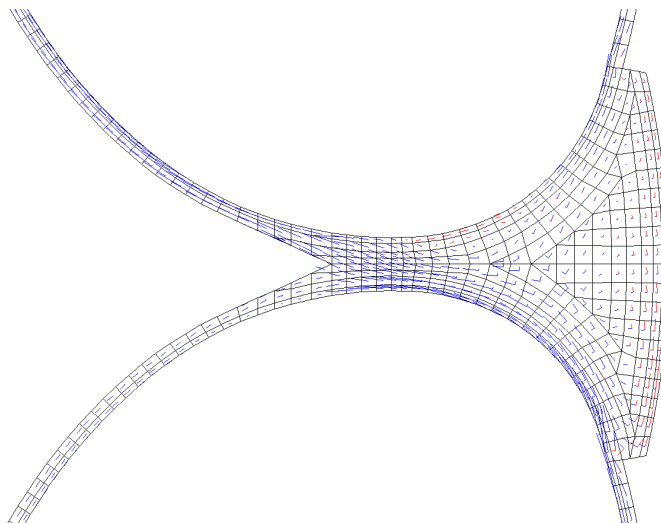
— 引張

— 圧縮

(a) 左ピラー



(b) 中央ピラー



(c) 右ピラー

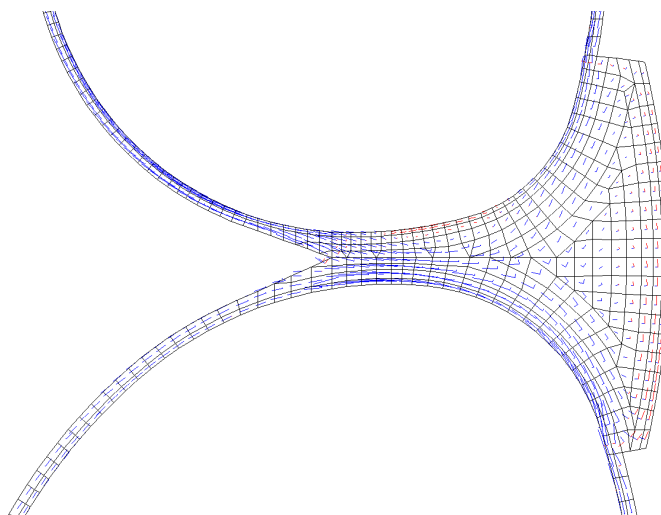


図 4.27 ピラー天端変位最大時の主応力ベクトル図 (開北橋周辺地盤 TR, 8.80 秒) [ピラー付近拡大図]

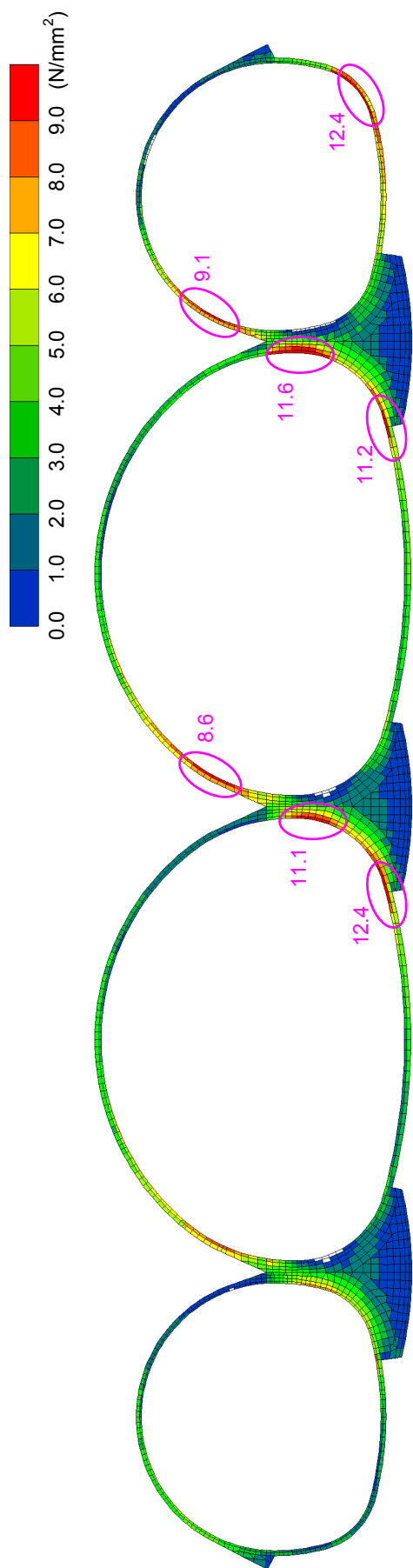


图 4.28 最大压缩主应力分布 (開北橋周边地盤 TR, 8.80 秒)

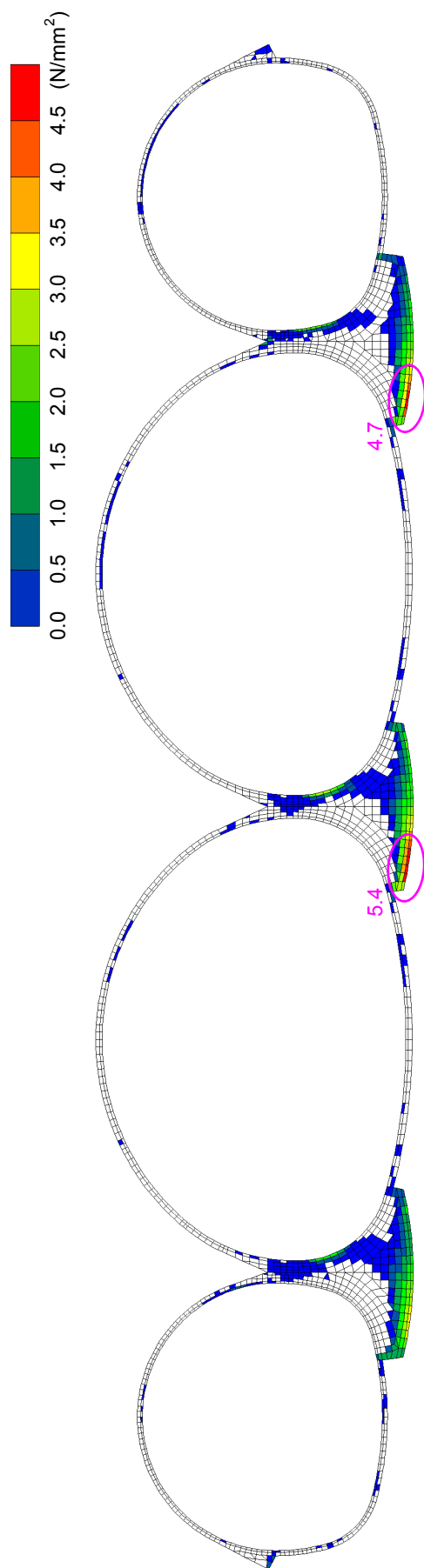


图 4.29 最大引張主应力分布 (開北橋周边地盤 TR, 8.80 秒)

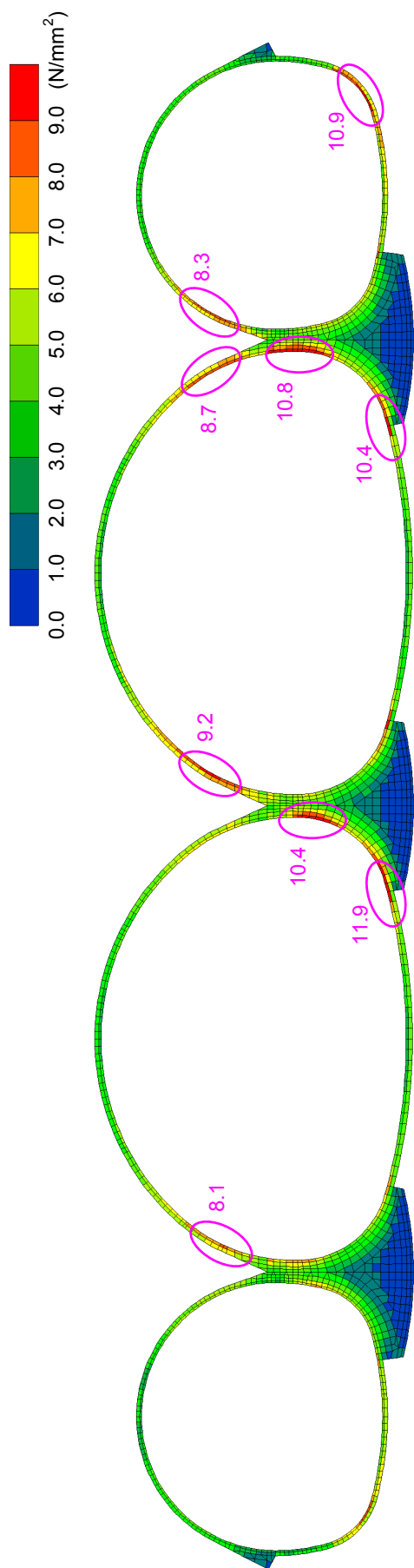


図 4.30 最大圧縮主応力の時刻歴最大値 (開北橋周辺地盤 LG)

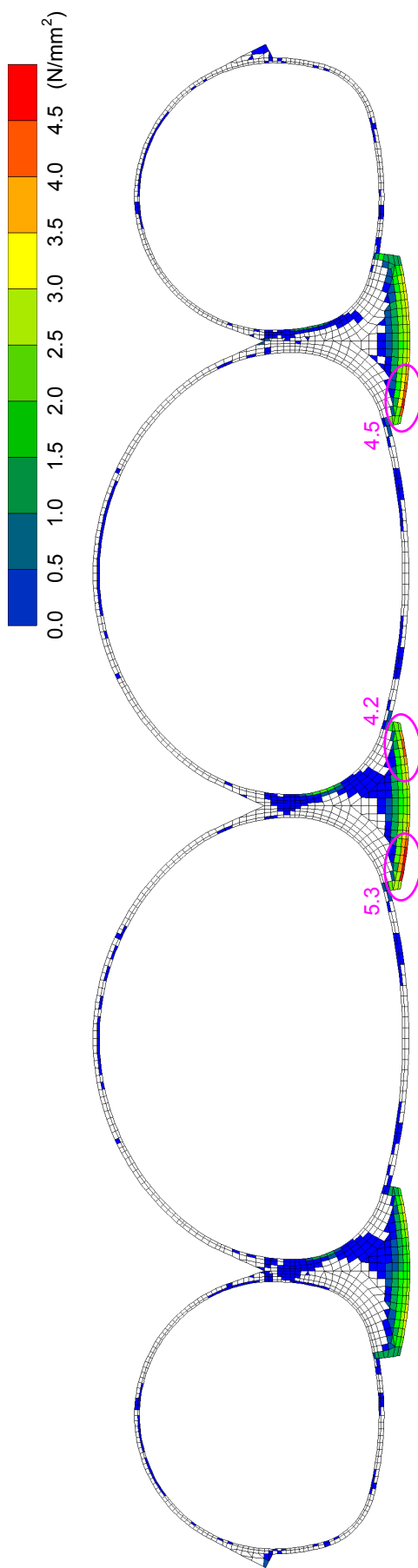


図 4.31 最大引張主応力の時刻歴最大値 (開北橋周辺地盤 LG)

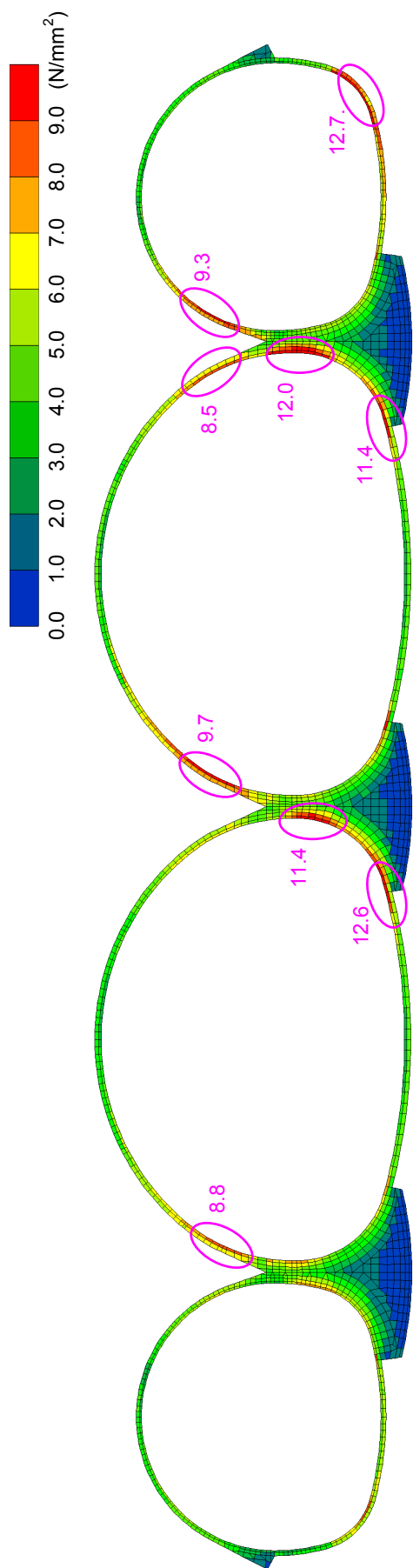


図 4.32 最大圧縮主応力の時刻歴最大値(開北橋周辺地盤 TR)

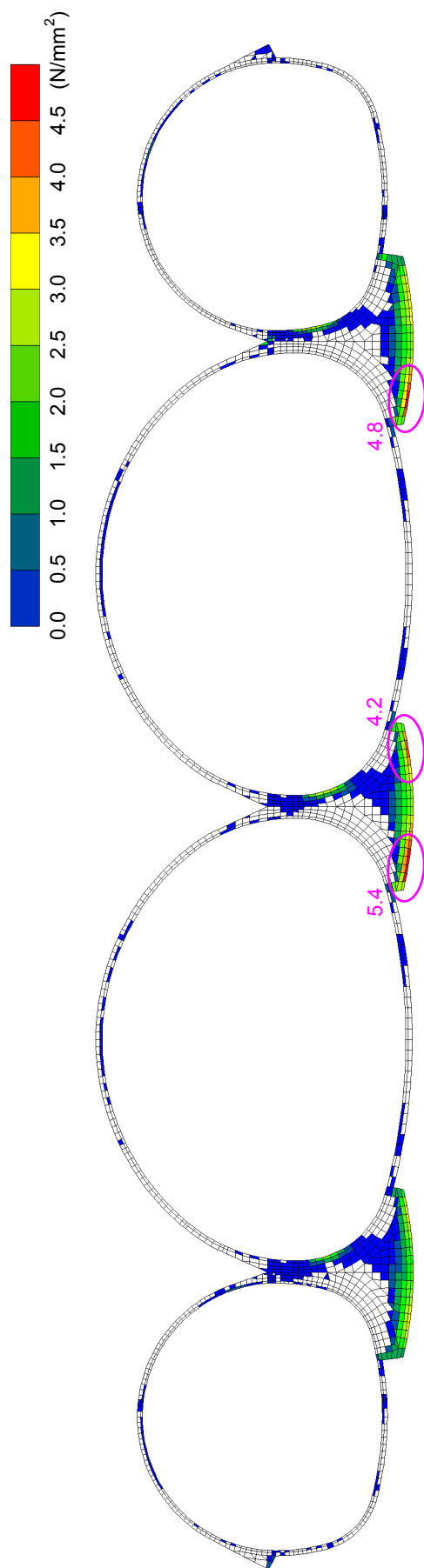


図 4.33 最大引張主応力の時刻歴最大値(開北橋周辺地盤 TR)

4.3.5 ピラー天端の摩擦力を考慮した照査

(1) 概説

本項では、ピラー天端に設置した支保が外れないことを確認する。具体的には、吹付けコンクリートとピラーコンクリートの接触面に発生するせん断力が、接触面での鉛直方向力から定まる最大摩擦力以下であるかどうかを照査する。また、鋼製支保工の断面積は吹付けコンクリートとの断面積と比べ十分小さいことから本照査では考慮しないこととする。

照査の結果、最大摩擦力以上のせん断力が発生する場合には、別途対策工を実施することにより地震時安定性を確保する。

(2) 発生せん断力の算出

接触面下部の要素に発生するせん断応力 τ_{xy} に、それぞれの接触面の長さ l を乗じ、それらの和を接触面に発生するせん断力とする（図 4.34 参照）。

(3) 最大摩擦力の算出

接触面下部の要素の鉛直応力 σ_y に、それぞれの接触面の長さ l を乗じ、それらの和を接触面での鉛直方向力とする（図 4.34 参照）。本検討においては、掘削過程を無視し、掘削完了時のみを想定した常時解析を実施しているため、全土被り相当の荷重が均等に作用するような解析手法となっている。しかしながら、掘削過程を考慮した解析を行うと、発生する鉛直応力は掘削の進行に伴って増減すると考えられ、また掘削完了時においても鉛直応力が小さくなる可能性がある。すなわち、上記の方法で算出した接触面での鉛直方向力は実際よりも過大に評価している可能性があり、この鉛直方向力に摩擦係数を乗じて摩擦力を算出すると危険側の設計となる。そこで、解析手法の違いによる鉛直方向力の減少分を担保することを目的として、ピラーの縮小量設定時と同様に安全率 2 を確保することとする。最終的に、上記の鉛直方向力を 2 で除したものを最大摩擦力算定のための接触面での鉛直方向力とし、この鉛直方向力に摩擦係数 0.6 を乗じたものを最大摩擦力とする。なお、摩擦係数 0.6 は、以下の数値を参考にして定めた。

① 岩とコンクリートの摩擦係数 0.6：「道路橋示方書・同解説 下部構造編」⁵⁾

② コンクリートとコンクリートの摩擦係数 0.6～0.66：「仮設 PC 鋼材設計・施工マニュアル、(財) 高速道路調査会、平成 9 年 7 月」⁶⁾

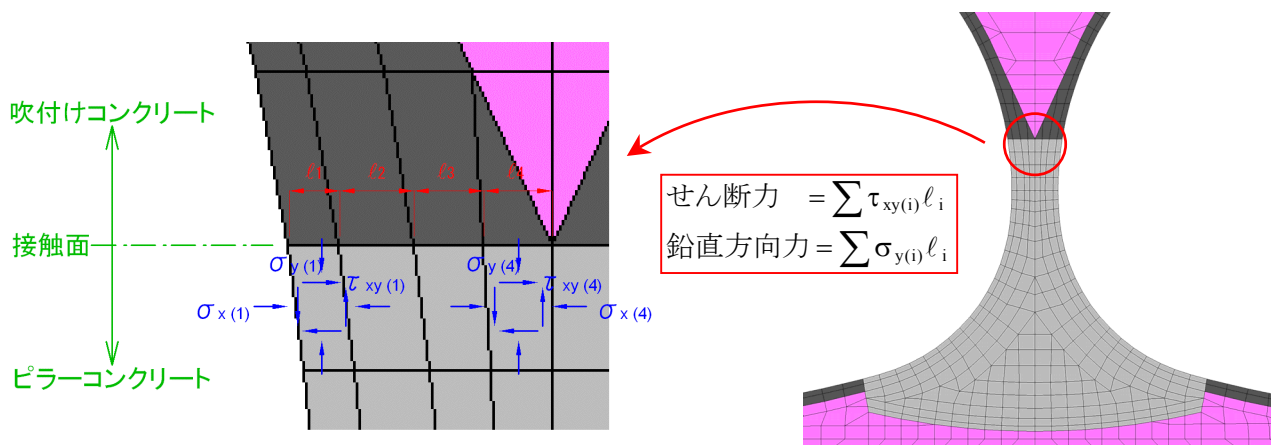


図 4.34 接触面下部要素のせん断応力・鉛直応力概念図

(4) 発生せん断力と最大せん断力の比較および対策工の検討

図 4.35 および図 4.36 に示すように、支保とピラーの接触面でのせん断力と摩擦力の比較をすると、せん断力が摩擦力を越える箇所が数ヶ所あった。図 4.35 および図 4.36 で緑色の丸印の箇所が、せん断力が摩擦力を上回った最大値発生箇所である。そこで、ピラー側部の鋼材と一次支保の鋼製支保工をボルトで接合することで、摩擦力を超えた分のせん断力を受け持つこととした。ボルトの許容せん断力は「道路橋示方書・同解説 鋼橋編」⁷⁾ より仕上げボルトのせん断応力度を参考に設定した。以下にボルトの諸特性を示す。

表 4.7 ボルト特性

ねじ呼び径	有効断面積	許容せん断応力	ボルト一本当たりの 短期許容せん断力
M24	353mm ²	90N/mm ²	353×90×1.5/1000 = 47.7kN

表 4.8 に示すようにボルト 2 本で補強を行うと地震時の安定性が得られると考えられる。なお、この解析では中央ピラーの右、左ピラーの右のみでせん断力が摩擦力を超えたが、入力波の位相性、構造の対称性を考慮してすべてのピラーに同じ対策を行うものとする。

表 4.8 ボルト本数の検討結果

地震波	項 目	左ピラー		中央ピラー		右ピラー	
		左側	右側	左側	右側	左側	右側
開北橋 周辺地盤LG	超過せん断力 (kN)	----	12.4	----	6.9	----	----
	ボルトの許容せん断力 (kN)	----	95.3	----	95.3	----	----
	余裕量 (kN)	----	82.9	----	88.4	----	----
開北橋 周辺地盤TR	超過せん断力 (kN)	----	63.3	----	61.7	----	----
	ボルトの許容せん断力 (kN)	----	95.3	----	95.3	----	----
	余裕量 (kN)	----	32.0	----	33.6	----	----

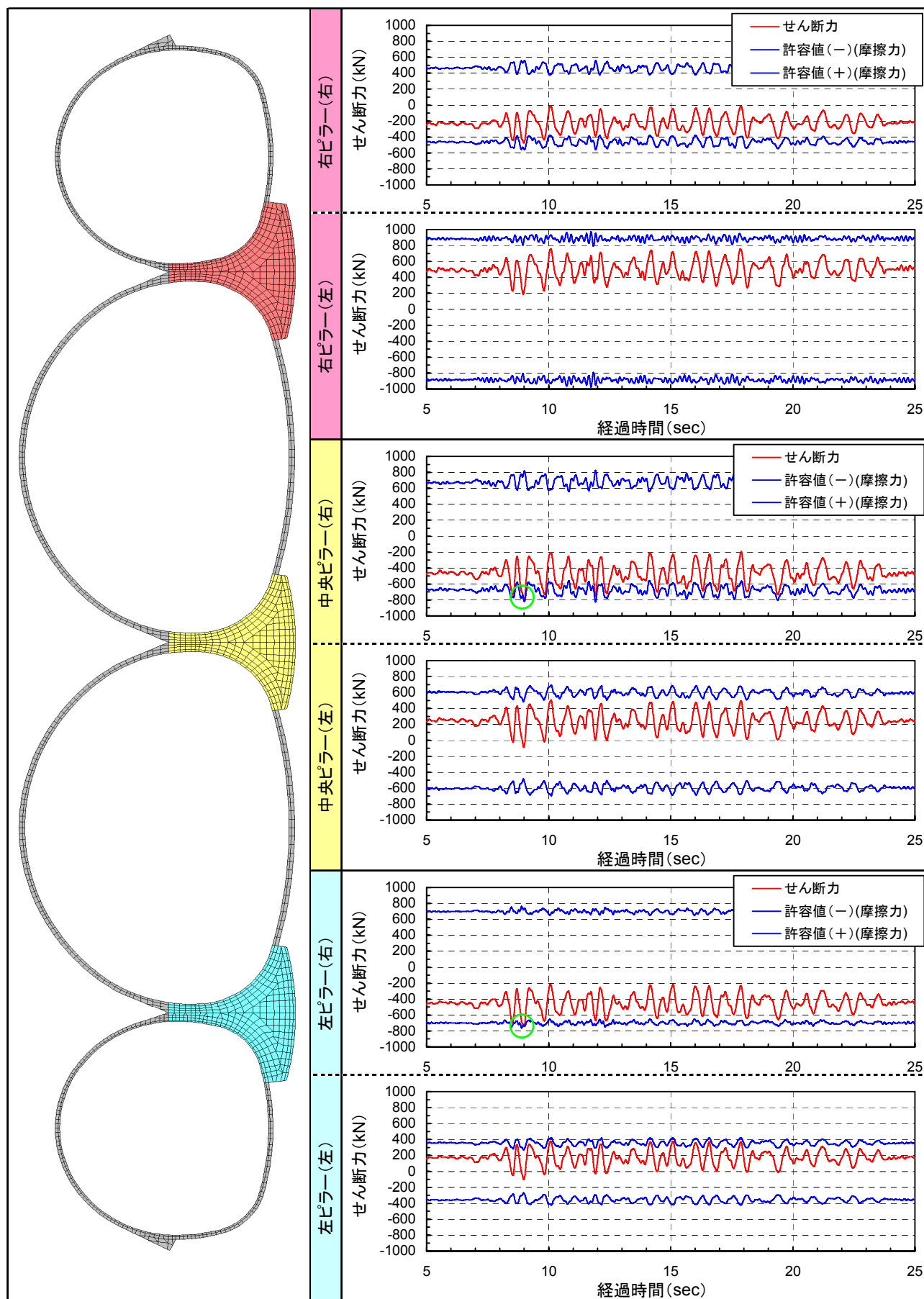


図 4.35 ピラー天端のせん断力(開北橋周辺地盤 LG)

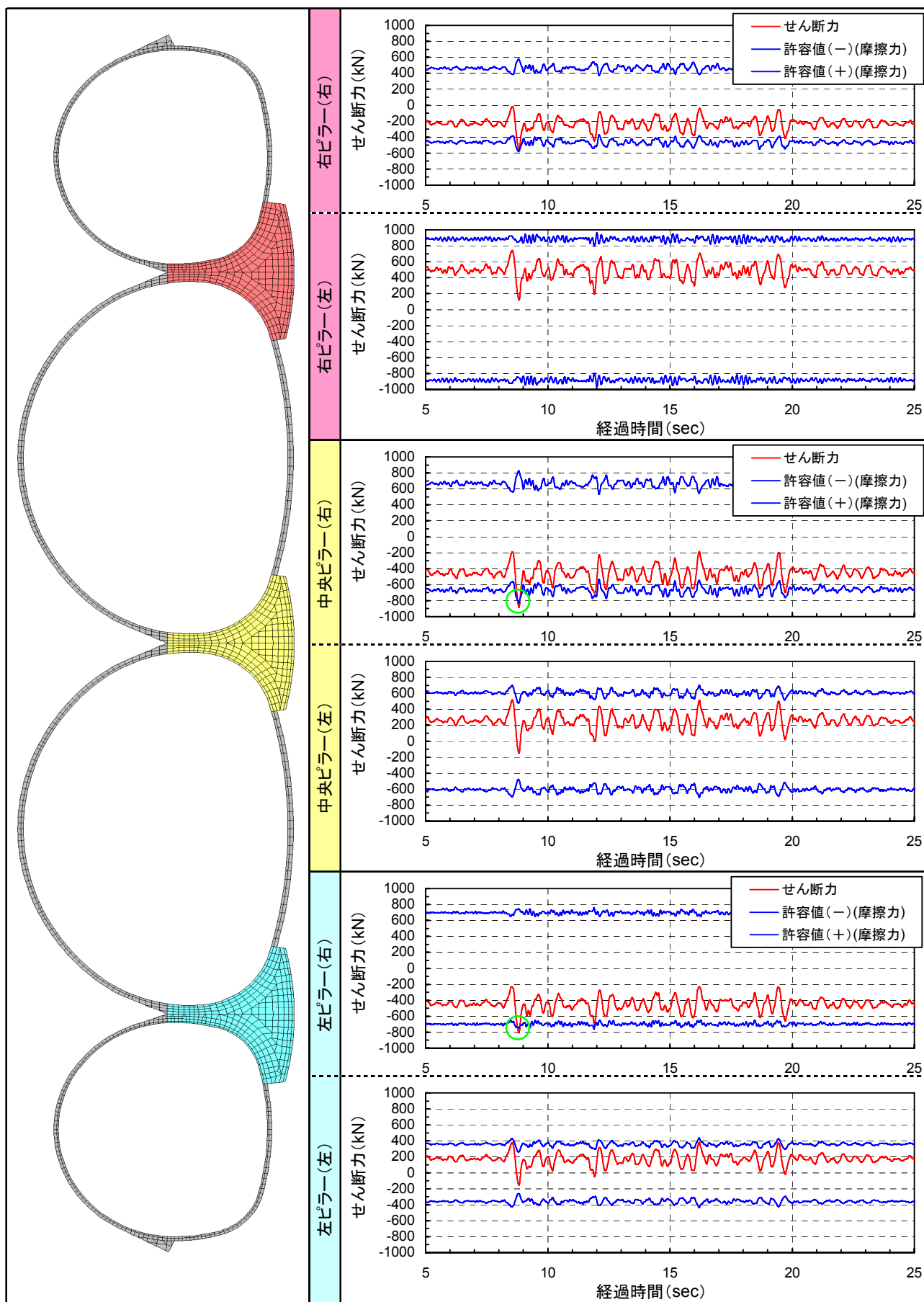


図 4.36 ピラー天端のせん断力(開北橋周辺地盤 TR)

4.3.6 ピラー天端の摩擦力を考慮しない照査

(1) 検討概要

前項の照査方法において用いた最大摩擦力は、施工状況等に大きく依存する鉛直方向力および摩擦係数によって定められている。そこで、施工時における地震時安定性をさらに確保するために、ボルト仕様に関する追加検討を行う。

前項の照査では、常時せん断力と地震時せん断力とを合わせたせん断力に対して、安全性の検討を行っているが、本追加検討では、地震時の増加せん断力のみに着目することとする。すなわち、地震時の増加せん断力を、鋼製支保工とピラー内部の鋼材とを連結しているボルトのみで負担することとし、さらなる地震時安定性を確保することとする。

(2) 照査

a) 地震時増加せん断力

図 4.37 および図 4.38 に地震時の増加せん断力の時刻歴を、表 4.9 に地震時増加せん断力の最大値（絶対値）を示す。発生せん断力の最大値は 414kN となっている。

表 4.9 地震時増加せん断力の最大値(絶対値)

地震波	項 目	左ピラー		中央ピラー		右ピラー	
		左側	右側	左側	右側	左側	右側
開北橋 周辺地盤LG	地震時増加せん断力最大値(絶対値) (kN)	268	282	325	343	296	233
	発生時刻 (sec)	8.98	8.98	8.98	8.98	8.98	8.98
開北橋 周辺地盤TR	地震時増加せん断力最大値(絶対値) (kN)	323	352	394	414	363	317
	発生時刻 (sec)	8.82	8.82	8.82	8.82	8.82	8.82

b) ボルト特性および必要本数

表 4.10 に高力ボルトの特性を示す。

本照査においては、地震時の増加せん断力をボルトのみで負担するという特殊性を考慮して、高力ボルトの許容値は、一般的な許容応力度ではなく、引張強さ（破断強さ）を用いることとする。また、便宜上 von Mises の降伏基準 $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$ を適用し、高力ボルトのせん断強さを引張強さの $1/\sqrt{3}$ と考えることとする。

表 4.10 高力ボルトの特性

ボルトの機械的 性質による等級	耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	せん断強さ (N/mm ²)
F10T	900以上	1100 ^{*)}	1100/1.732 = 635
ねじ呼び径	有効断面積	ボルト一本当たりの せん断強さ	
M24	353mm ²	353×635/1000 = 224.2kN	

^{*)} 1000～1200の平均値

以上より，高力ボルト 2 本で鋼製支保工を連結することにより，せん断強さ $224.2 \times 2 = 448.4\text{kN}$ が，最大せん断力 414kN を上回る結果となるため，地震時の安定性が得られると考えられる．

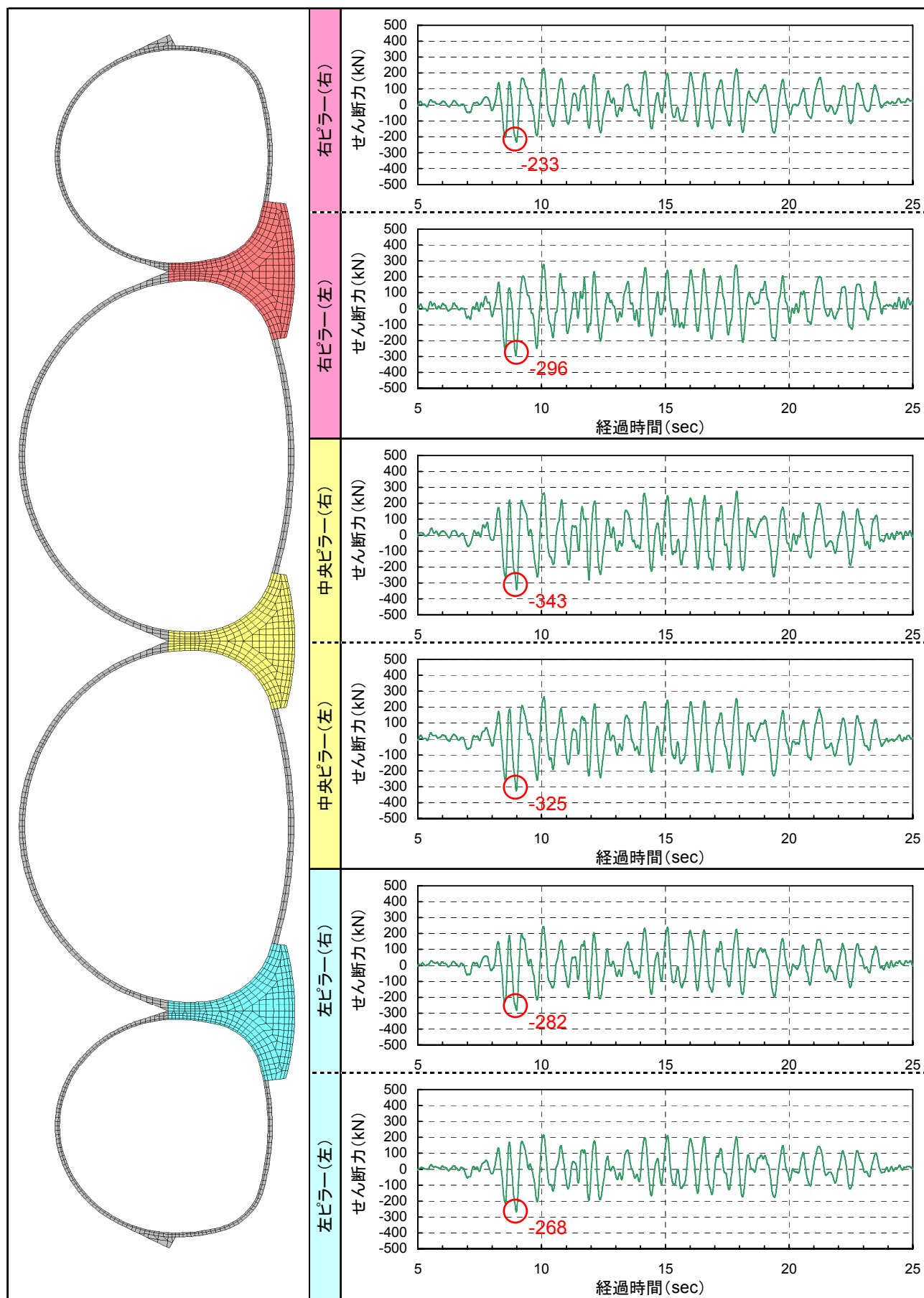


図 4.37 ピラー天端の地震時増加せん断応力(開北橋周辺地盤 LG)

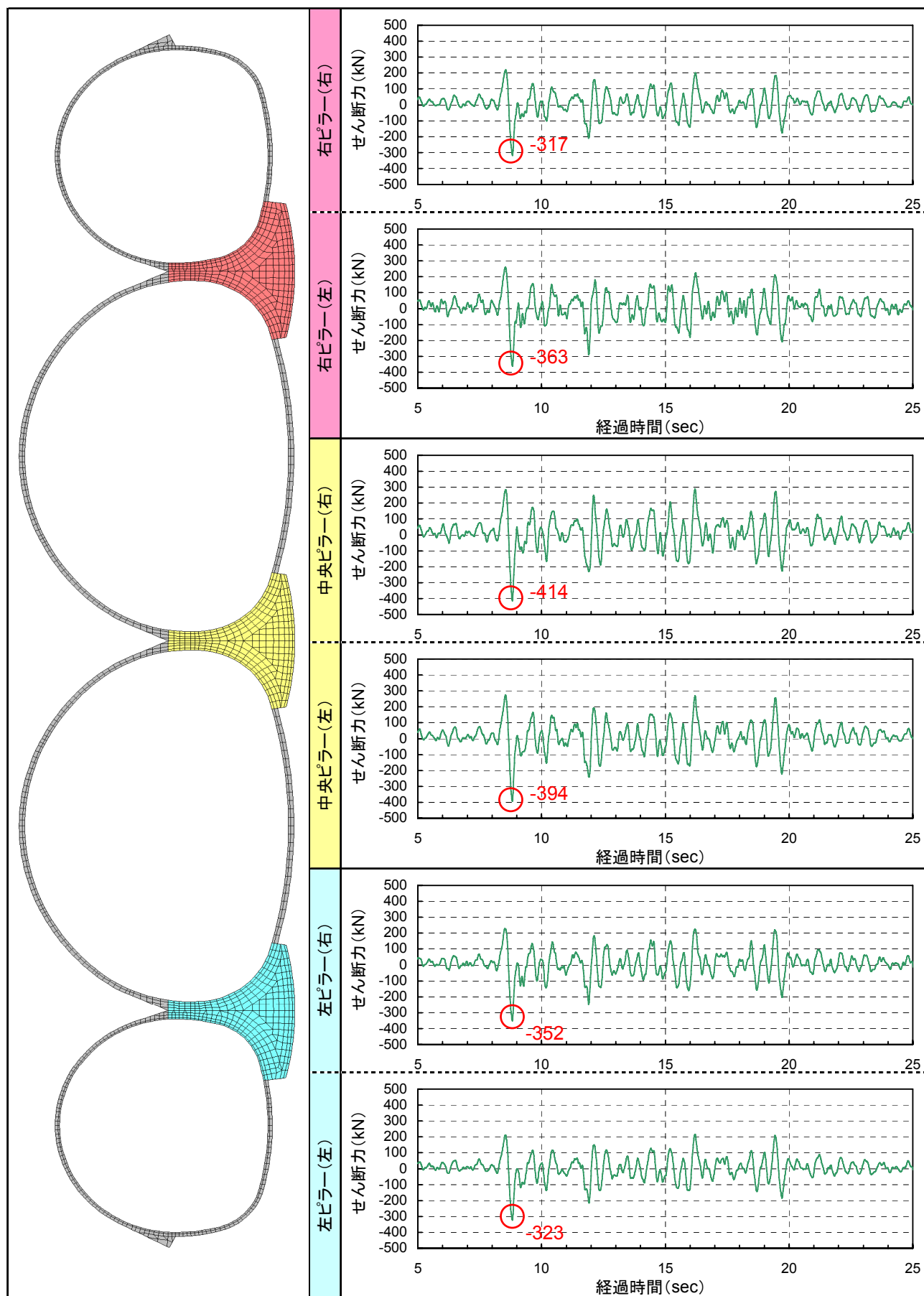


図 4.38 ピラー天端の地震時増加せん断応力(開北橋周辺地盤 TR)

4.3.7 ピラーに発生する応力度の確認

(1) コンクリート

地震時における発生応力度の確認は、断面破壊の終局限界状態に対する検討方法⁸⁾を参考にして、材料係数等を考慮した設計強度との比較を行うこととする。

図 4.30 および図 4.32 から分かるように、ピラーには最大で 12.6N/mm^2 の圧縮応力が発生している。一方、設計基準強度 $f_{ck}=30\text{N/mm}^2$ のコンクリートの設計強度は、①一般的なコンクリートの応力-ひずみ関係⁹⁾で用いられている低減定数 0.85、②コンクリートの材料係数 1.3、を用いて算出すると、 $30 \times 0.85 / 1.3 = 19.6\text{N/mm}^2$ となる。したがって、ピラーコンクリートに発生する圧縮応力度 12.6N/mm^2 は設計強度 19.6N/mm^2 以下となっている（同時に、コンクリートの短期許容応力度 12.75N/mm^2 以下）。

(2) 補強鋼材

底盤部の補強鋼材については、「4.2.7(2) 照査」と同様にして、各ピラーにおける代表断面 3 ヶ所の発生引張力を求め、H 形鋼の断面積で割ったものを鋼材に発生する引張応力度とし、この引張応力度が鋼材の降伏応力度以下かどうかを確認する（SS400 で鋼材厚さが 16mm 以下の降伏応力度は 245N/mm^2 以上）。表 4.11 および表 4.12 より、鋼材に発生する引張応力度はすべて降伏応力度以下である（同時に、鋼材の短期許容応力度 210N/mm^2 以下）。

表 4.11 地震時における鋼材の発生応力度(開北橋周辺地盤 LG)

項 目	左ピラー			中央ピラー			右ピラー		
	断面①	断面②	断面③	断面①	断面②	断面③	断面①	断面②	断面③
発生引張力 (kN)	1241	1203	937	1586	1530	1290	1428	1553	1469
鋼材の引張応力度 (N/mm^2)	135.7	131.6	102.5	173.5	167.3	141.1	156.2	169.9	160.7
鋼材の許容応力度 (N/mm^2)	210			210			210		
鋼材の降伏応力度 (N/mm^2)	245			245			245		
判 定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

表 4.12 地震時における鋼材の発生応力度(開北橋周辺地盤 TR)

項 目	左ピラー			中央ピラー			右ピラー		
	断面①	断面②	断面③	断面①	断面②	断面③	断面①	断面②	断面③
発生引張力 (kN)	1303	1190	914	1599	1461	1258	1421	1470	1390
鋼材の引張応力度 (N/mm^2)	142.5	130.2	100.0	174.9	159.8	137.6	155.4	160.8	152.0
鋼材の許容応力度 (N/mm^2)	210			210			210		
鋼材の降伏応力度 (N/mm^2)	245			245			245		
判 定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

(備考) H-250の断面積 91.43cm^2

4.4 三次元逐次掘削解析に基づくピラー補強仕様の妥当性確認

4.4.1 概要

「4.2 常時検討」では、掘削完了時のみを想定した解析方法を採用しており、全土被り高さ相当の荷重が均等に作用する状態を模擬している。しかしながら、実施工では、先進坑完了時などのように、ピラーに偏荷重作用するような状態もありうる。そこで、第3章で行った三次元逐次掘削解析結果を用いて、ピラー補強仕様の妥当性を確認する。

4.4.2 解析結果および妥当性確認

(1) 補強鋼材

図 4.39 に、本検討断面（STA.109+40）における先進坑上半掘削完了時の最大引張主応力の分布図を示す。代表断面①～⑧において、同一応力レベルの区間長（同一色の区間長）にその区間の中間値を乗じたものの和を発生引張力とする。なお、 0.5N/mm^2 以下の範囲については、コンクリートの引張強度を期待できる等の理由により、無視することとした。表 4.13 および表 4.14 に、検討結果を示す。

底盤部については、発生引張力を H-250 の断面積で割った結果、発生応力はすべて許容応力度内に収まることが確認できた。一方、ピラー壁部については、発生引張力を H-200 の断面積で割った結果、発生応力はすべて許容応力度内に収まることが確認できた。

表 4.13 三次元解析による鋼材の発生応力度（底盤部, H-250 使用）

項 目	左ピラー	中央ピラー		右ピラー	
	断面①	断面②	断面③	断面④	断面⑤
発生引張力 (kN)	1656	1550	1775	1600	1675
鋼材の引張応力度 (N/mm^2)	181.1	169.5	194.1	175.0	183.2
鋼材の許容応力度 (N/mm^2)	210	210		210	
判 定	OK	OK	OK	OK	OK

（備考）H-250の断面積 91.43cm^2

表 4.14 三次元解析による鋼材の発生応力度（壁部, H-200 使用）

項 目	左ピラー	中央ピラー	右ピラー
	断面⑥	断面⑦	断面⑧
発生引張力 (kN)	538	338	1050
鋼材の引張応力度 (N/mm^2)	84.7	53.2	165.3
鋼材の許容応力度 (N/mm^2)	210	210	210
判 定	OK	OK	OK

（備考）H-200の断面積 63.53cm^2

(2) コンクリート

図 4.40 に、本検討断面（STA.109+40）における先進坑上半掘削完了時の最大圧縮主応力の分布図を示す。示す。ピラー部の最大圧縮応力度は 6.0N/mm^2 程度であり、コンクリートの短期許容応力度 12.75N/mm^2 以下となっている。

参考文献

- 1) 日本トンネル技術協会：第二東名・名神トンネルの合理的支保構造に関する検討 報告書，1996.2.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 下部構造編，pp.147-148，2002.
- 3) 日本道路公団：設計要領第二集 カルバート，pp.II-17，1992.
- 4) 日本道路公団東京建設局：東京外環自動車道（千葉県区間）掘割構造物設計・施工指針（案），2001.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 下部構造編，pp.280-283，2002.
- 6) (財) 高速道路調査会：仮設 PC 鋼材設計・施工マニュアル，pp.33，1997.7.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 鋼橋編，pp.141-149，2002.
- 8) 土木学会：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕，pp.60-63，2002.
- 9) 土木学会：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕，pp.26，2002.

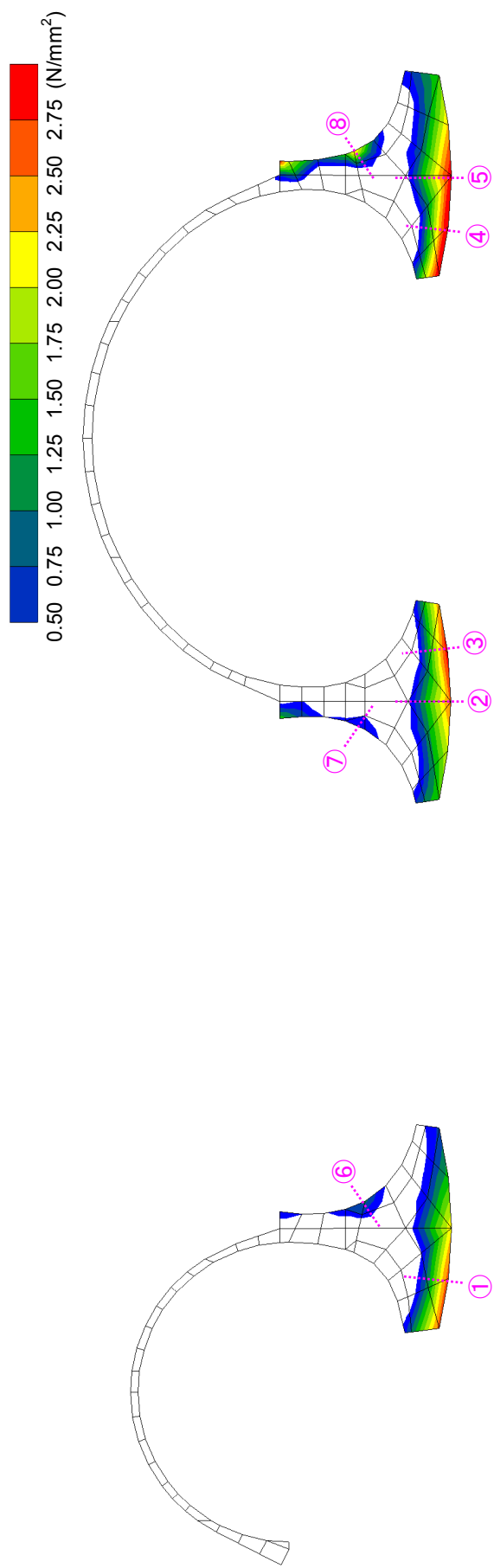


図 4.39 三次元逐次掘削による最大引張主応力図 (先進坑上半掘削完了時, STA.109+40)

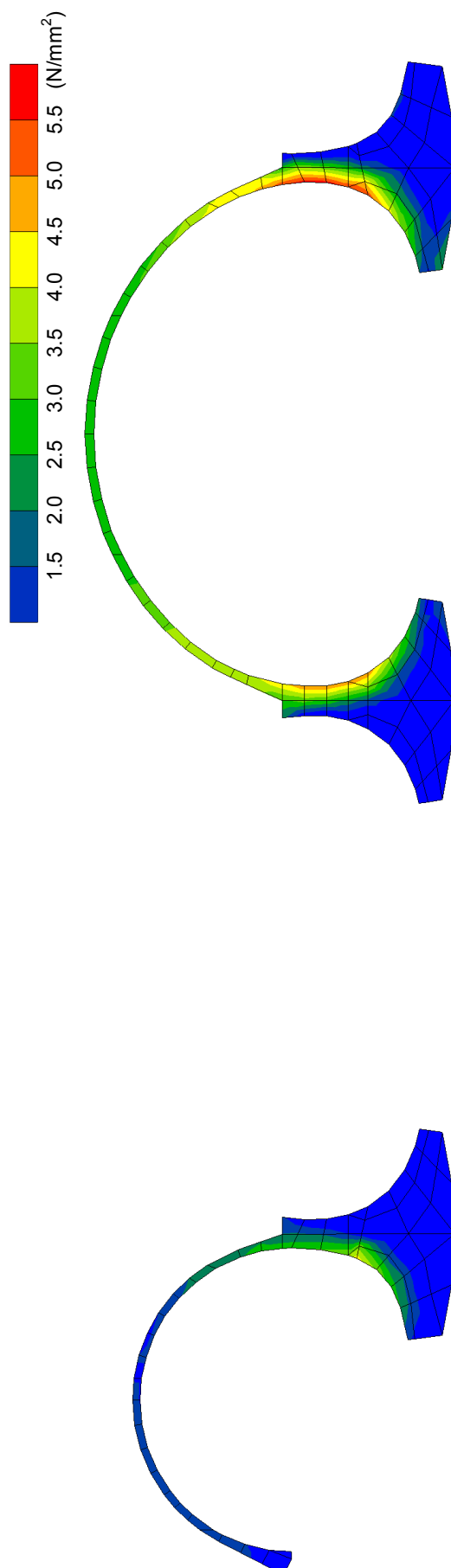


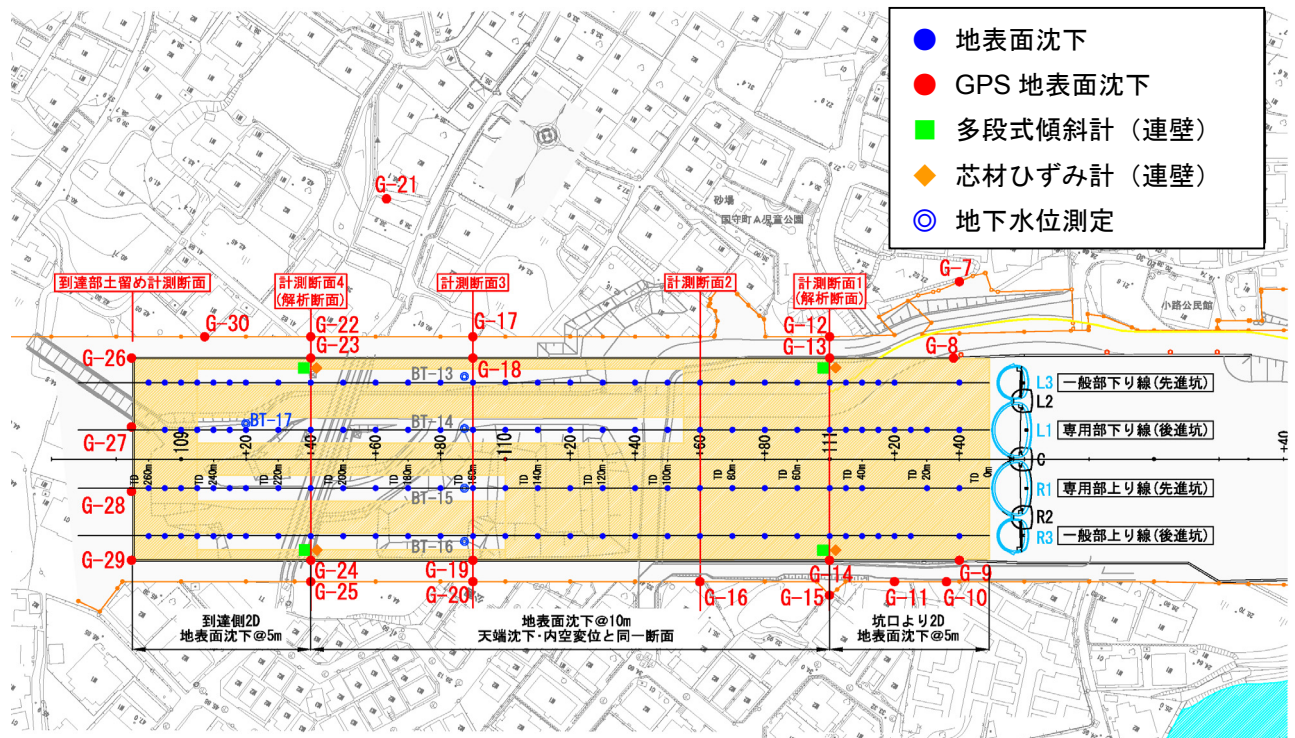
図 4.40 三次元逐次掘削による最大圧縮主応力図 (先進坑上半掘削完了時, STA.109+40)

第5章 計測結果と予測解析の比較に基づく掘削時挙動の分析

5.1 概要

本章では、4連めがねトンネルの掘削時に得られた計測結果に基づいて、本坑掘削時のトンネルおよび周辺地盤の挙動について分析する。また、第3章で実施した予測解析結果と計測結果を比較することによって、予測解析の妥当性についても検証する。さらには、検証結果をもとに、数値解析によるめがねトンネル掘削時挙動の再現性を向上させるための手法についても検討する。

図5.1に主計測断面図を示す。主計測断面としては、地盤改良区間で2断面、AGF区間で2断面の計4断面を設けている。本章では、主として計測断面1および計測断面4に関する検討結果を述べることとする。



5.2 地表面沈下

図 5.2 および図 5.3 に、地表面沈下分布に関して、先進坑および後進坑掘削後における計測値と、三次元解析から求まる両掘削時点までの最大沈下量を示す。

(1) 先進坑掘削後

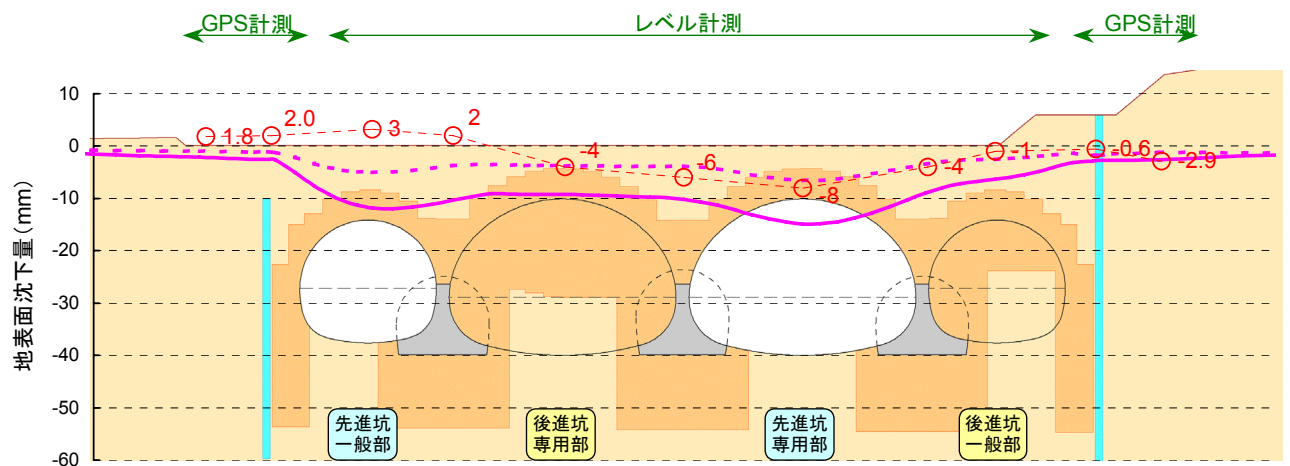
計測結果に関して、地表面の沈下形状は、先進坑直上の沈下量が周辺部よりも大きくなる傾向があり、地盤改良区間で 8mm、AGF 区間で 11mm となっている。また、地中連続壁を境にして地表面沈下が小さくなることから、トンネル掘削に伴う影響が周辺民地部におよぶのを、地中連続壁が遮断する効果が顕著に表れている。このような傾向は、予測解析でも再現されている。

一方、沈下量について計測結果と予測解析結果を比較すると、計測結果の方が全体的に小さくなっており、地盤改良区間では予測解析値の 60%程度に、AGF 区間では予測解析値の 25%程度に収まっている。この差異の主要因は、予測解析において周辺の改良地盤の変形係数を実際よりも小さく設定していることと考えられる。改良地盤の変形係数は、設計強度である 1.0N/mm^2 をもとに設定しているが、実際に施工された改良土をコア採取し、一軸圧縮試験を実施したところ、平均で 3.0N/mm^2 程度あることが確認された。

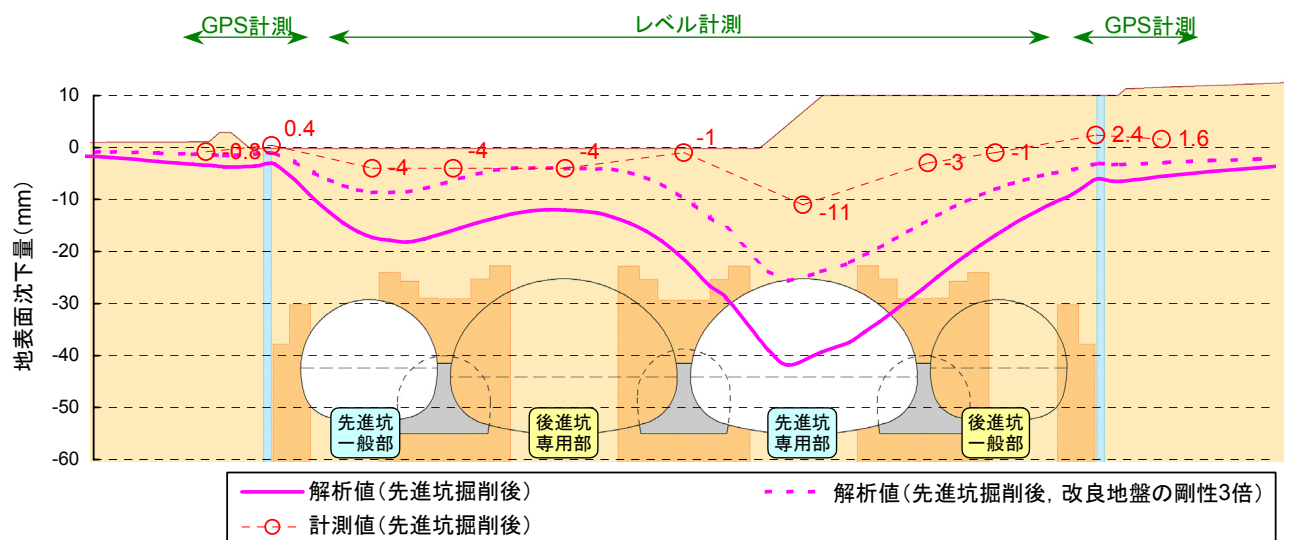
そこで、改良地盤の強度が設計強度に対して実際は 3 倍程度あることを反映するために、改良地盤の変形係数は $E = 150q_u$ (q_u : 改良強度) で定めていることを勘案して、改良地盤の変形係数を 3 倍にした解析を別途実施した。図 5.2 および図 5.3 の先進坑掘削後のグラフ中には、改良地盤の変形係数を 3 倍にした解析結果も併記してある。地盤改良区間では、改良地盤の変形係数を 3 倍にすることで、専用部直上の地表面沈下分布は、計測値とほぼ同じになっている。一方、AGF 区間では、改良地盤の変形係数を 3 倍にすると、当初解析よりは計測値に近い値となるが、それでもなお、専用部直上地表面沈下の計測値は予測解析値の 45%程度である。また、計測結果と解析結果を比べると、先進坑直上における地表面沈下量の差異が特に大きくなっている。

AGF 区間の施工では、前方地山の安定化を目的として長尺鏡ボルトを実施しているが、今回実施した三次元解析では鏡ボルトをモデル化していない。大塚ら¹⁾の解析的検討によると、粘着力が小さく内部摩擦角の大きい砂質系地山において、長尺鏡ボルトによる地表面沈下の抑制効果が大きいとされている。AGF 区間の掘削対象地盤は、主として大阪層群の砂質土層であるため、長尺鏡ボルトによる地表面沈下の抑制効果は比較的大きいと想定される。したがって、実際の施工条件と解析上のモデル化との違いによって、計測結果と解析結果に差異が生じている可能性がある。

(a) 計測断面1 [地盤改良区間, STA.111+00]



(b) 計測断面4 [AGF 区間, STA.109+40]



(備考) 計測結果: 地盤改良区間 → 2007/9/5時点
AGF区間 → 2008/1/7時点
解析結果: 先進坑掘削後までの最大沈下量

図 5.2 先進坑掘削後の地表面沈下分布図

(2) 後進坑掘削後

計測結果に関して、後進坑掘削の影響によって後進坑直上の沈下は増大するが、掘削が完了している先進坑直上はほとんど沈下しない傾向がある。その結果、先進坑直上の沈下量と、後進坑直上の沈下量はほぼ同等になっている。地盤改良区間においては、専用部間の中央センターピラーの直上沈下量は両専用部直上の沈下量よりも大きく、同断面内で最大の沈下量を示している。これに対して AGF 区間では、専用部間の中央センターピラーの直上沈下量は両専用部直上の沈下量よりも小さくなっており、沈下対策工法が異なる区間で沈下分布形状に違いが見られる。「第 2 章 従来の研究と本研究の展望」で示したように、一般的には、めがねトンネルでは、センターピラー直上の地表面沈下量が最大になる傾向がある。AGF 区間のような地表面沈下形状になる要因としては、AGF 区間では上半の両脇のみに改良地盤が存在しているために、天端付近が局所的に沈下した可能性が考えられる。

次に、沈下量について解析結果と計測結果を比較する。

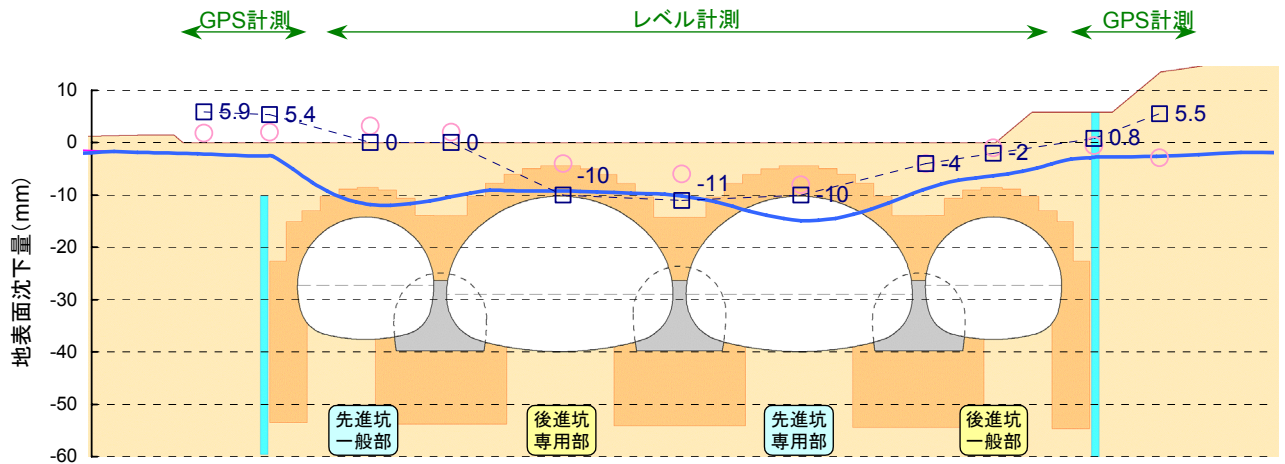
まず、地盤改良区間の解析では、先進坑の下半掘削に伴って、地表面は一旦隆起する傾向があり、先進坑専用部直上では 10mm 程度、後進坑専用部直上では 6mm 程度となっている。その後、後進坑掘削に伴って再び沈下するが、隆起量が大きいために先進坑上半掘削時の最大沈下量を超えない結果となっている。したがって、地盤改良区間の最大値表面沈下分布は、先進坑掘削後と後進坑掘削後は同一の形状となっている。実際の計測においても、下半掘削によって、先進坑専用部の直上が 2mm 程度隆起する傾向は見られるが、解析結果と比べると非常に小さい。このような差異があるため、後進坑掘削後の地表面沈下量について、解析結果と計測結果を比較することは困難である。また、後進坑掘削時には 4 本のトンネルの各切羽位置がまちまちであるため、後進坑掘削の影響のみの沈下量を抽出することも困難である。なお、解析において、下半およびインバート掘削の影響により地表面が隆起する現象は、従来から指摘されているが、抜本的な解決策は見当たらない。

AGF 区間の解析においても、地盤盤改良区間と同様に、先進坑の下半掘削に伴って、地表面は一旦隆起する傾向があり、先進坑専用部直上では 12mm 程度、後進坑専用部直上では 8mm 程度となっている。その後、後進坑掘削に伴って再び沈下し、後進坑直上のみ、先進坑上半掘削時の最大沈下量を超える結果となっている。地盤改良区間と比べると解析上の隆起の影響が小さいことから、解析結果と計測結果を比較する。

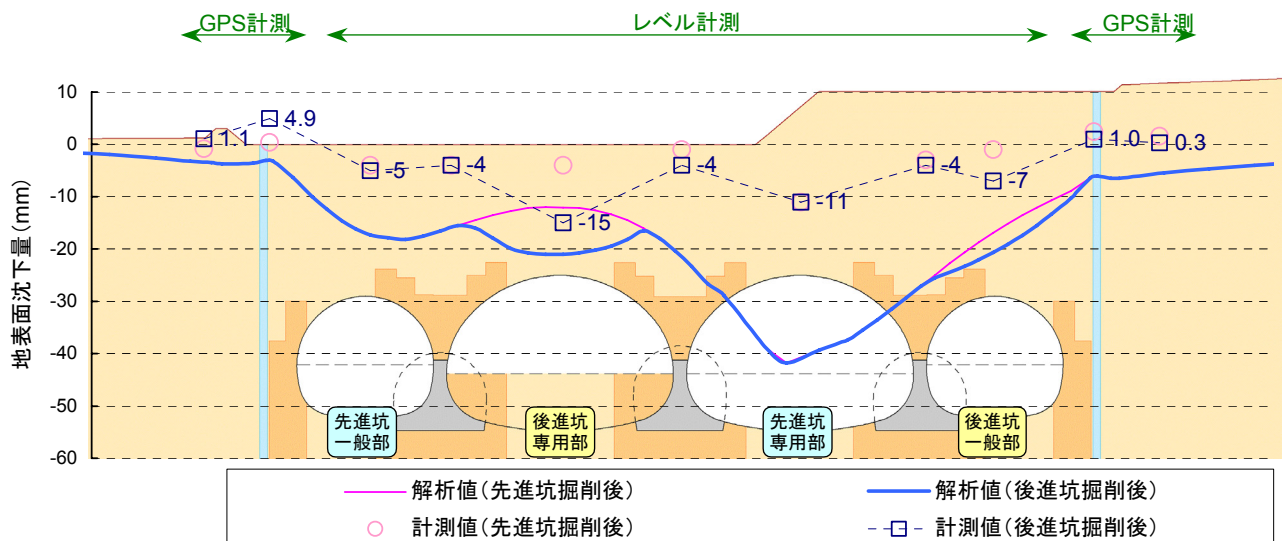
後進坑直上の地表面沈下量は、予測解析値に対して計測値は 50%程度と解析予測値に収まっているが、先進坑掘削時と比べると、解析値と計測値の差異が小さくなっている。専用部直上の計測結果では、先進坑掘削時における先進坑直上の沈下量と、後進坑掘削時における後進坑直上の沈下量が、11～15mm になっている。一方、解析結果では、先進坑直上では 40mm 程度であるのに対して、後進坑直上では 20mm 程度と半分になっている。こ

の違いは、前述したように、後進坑専用部の直上が、先進坑の下半掘削によって8mm程度隆起した影響が大きいと考えられる。

(a) 計測断面1 [地盤改良区間, STA.111+00]



(b) 計測断面4 [AGF 区間, STA.109+40]



(備考) 計測結果: 地盤改良区間 → 2008/6/3時点

AGF区間 → 2008/6/3時点

解析結果: 当該掘削段階までの最大沈下量

図 5.3 後進坑掘削後の地表面沈下分布図

5.3 支保の変形挙動

図 5.4 および図 5.5 に、トンネル天端沈下、内空変位、ピラー傾斜およびピラー下部地盤の鉛直方向ひずみの分布図を示す。

(1) 先進坑掘削時

専用部の計測結果では、地盤改良区間と AGF 区間の両区間とも天端が沈下し内空が拡大する傾向があり、天端沈下が卓越した変形モードとなっている。さらに、内空の拡大に伴って、両脚部のピラーはトンネル外側に倒れるような挙動をしている。また、ピラー下部地盤の鉛直方向ひずみは、ピラーがトンネル外側に倒れるのにも関わらず、トンネル内側のひずみが外側よりも大きくなっている。このような一見矛盾するような現象は、先進坑直下の地盤がトンネル掘削に伴って上方に変位していることが原因で生じていると考えられる。

一般部の計測結果は、天端は地盤改良区間では隆起、AGF 区間では沈下しており、区間によって傾向が異なる。一方、内空は両区間とも微小ではあるが縮小する傾向となっているが、右脚部のピラーはトンネル外側に倒れるような挙動をしている。このことから、ピラー天端はほぼ固定された状態で動いているわけではなく、トンネル内側のピラー下部地盤ひずみが卓越していることから、ピラー脚部がトンネル内空側に変位することによって、見かけ上トンネル外側に傾斜していると考えられる。

上述したように、ピラーの傾斜の要因は、トンネル上部の土荷重が一次支保を介して伝わったことに加えて、トンネル掘削に伴ってトンネル下部地盤が掘削に伴って上方に変位したことが考えられる。後者のような現象は、トンネル掘削に特有の現象で、カルバートのように一次支保が構築された状態で土砂を埋め戻した場合には、ピラーがトンネル外側に倒れると、トンネル外側のひずみが内側よりも大きくなると想定される。従来の計測結果によると、ピラーがトンネル外側に倒れると、トンネル外側のひずみが内側よりも大きくなる事例と、トンネル内側のひずみが外側よりも大きくなる事例の両方がある。これらのことから、ピラーの傾斜とピラー下部地盤に発生するひずみの関係は、ピラー形状、特にピラー底盤幅に大きく依存すると考えられる。

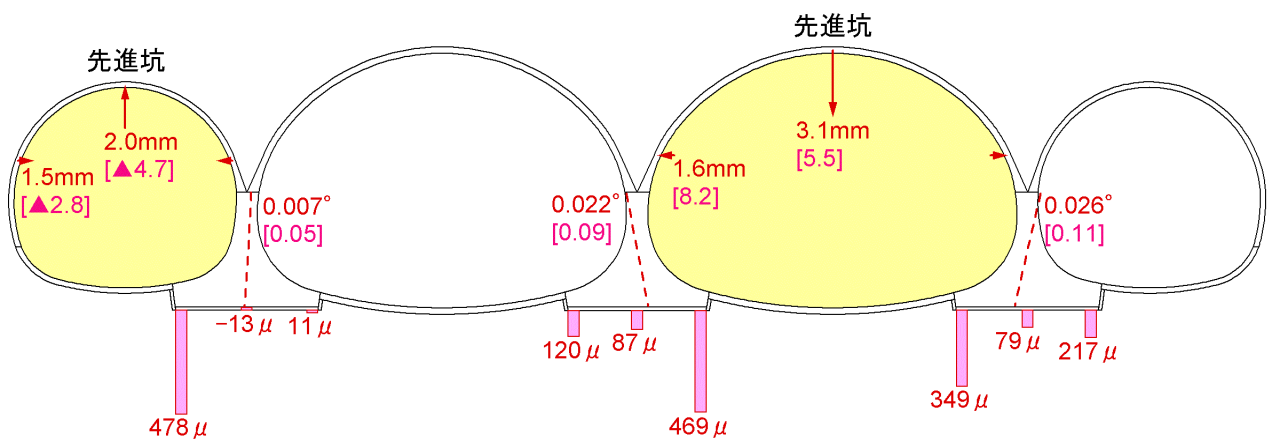
予測解析結果と比較すると変形モードは同じであるが、解析値に対して計測値は、天端沈下で 50%程度、内空変位で 10～20%程度、ピラー傾斜で 10～20%程度となっている。鉛直変位よりも水平方向の変形量の差異が、大きくなっている。

また、予測解析結果と比較すると、解析では両断面とも沈下するのに対して、解析結果では、AGF 区間のみ同じモードであり、解析値に対して計測値は 17%となっている。内空変位については、解析では拡大傾向となっており、計測結果の縮小傾向と異なっている。ピラーの傾斜方向は、解析と計測は同一モードになっており、解析値に対して計測値は、6

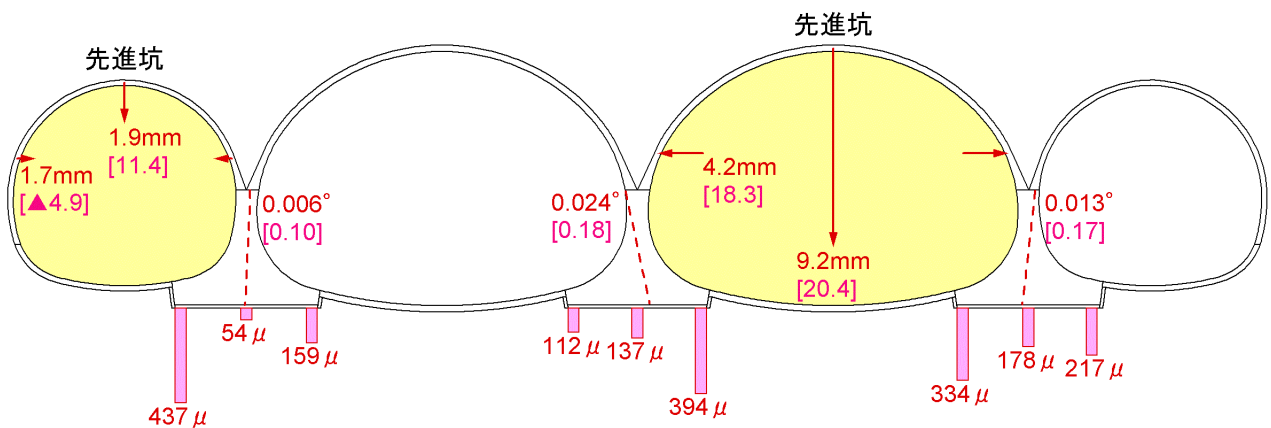
～10%となっている．このように，専用部での予測解析の再現性に比べて，一般部での再現性は悪い．原因としては，一般部の近傍に位置する地中連続壁の影響をうまく評価できていないことが考えられる．

全体的には，予測解析は先進坑施工時の変形モードをほぼ再現できていると考えるが，計測値の方が解析値よりも半分以下になっている．この差異の主要因は，予測解析において周辺の改良地盤の変形係数を実際よりも小さく設定していることと思われる．

(a) 計測断面1 [地盤改良区間, STA.111+00]



(b) 計測断面4 [AGF 区間, STA.109+40]



(備考) [] 内の数値は予測解析結果

図 5.4 先進坑掘削時の支保変形図

(2) 後進坑掘削時

専用部の計測結果では、地盤改良区間と AGF 区間の両区間とも、後進坑は天端が沈下し内空が拡大する傾向がある。また、後進坑掘削時における後進坑の変形量は、先進坑掘削時における先進坑の変形量よりも 20%程度大きくなっている。

一般部の計測結果は、天端は地盤改良区間では天端が隆起、内空が縮小しているのに対して、AGF 区間では天端が沈下、内空が拡大しており、区間によって傾向が逆になっている。地盤改良区間における天端が隆起、内空が縮小する変形モードは、先進坑掘削時の先進坑と同じである。

ピラーの傾斜は、後進坑の外側、すなわち先進坑掘削時と逆方向に倒れるような挙動をしている。また、ピラー下部地盤の鉛直方向ひずみは、先進坑掘削時と同様に、ピラーが後進坑外側に倒れるのにも関わらず、後進坑内側のひずみ増分が外側よりも大きくなっている。これらの後進坑掘削時における地盤のひずみは、先進坑掘削時に発生する地盤のひずみよりも全体的に 2 倍以上大きくなっている。

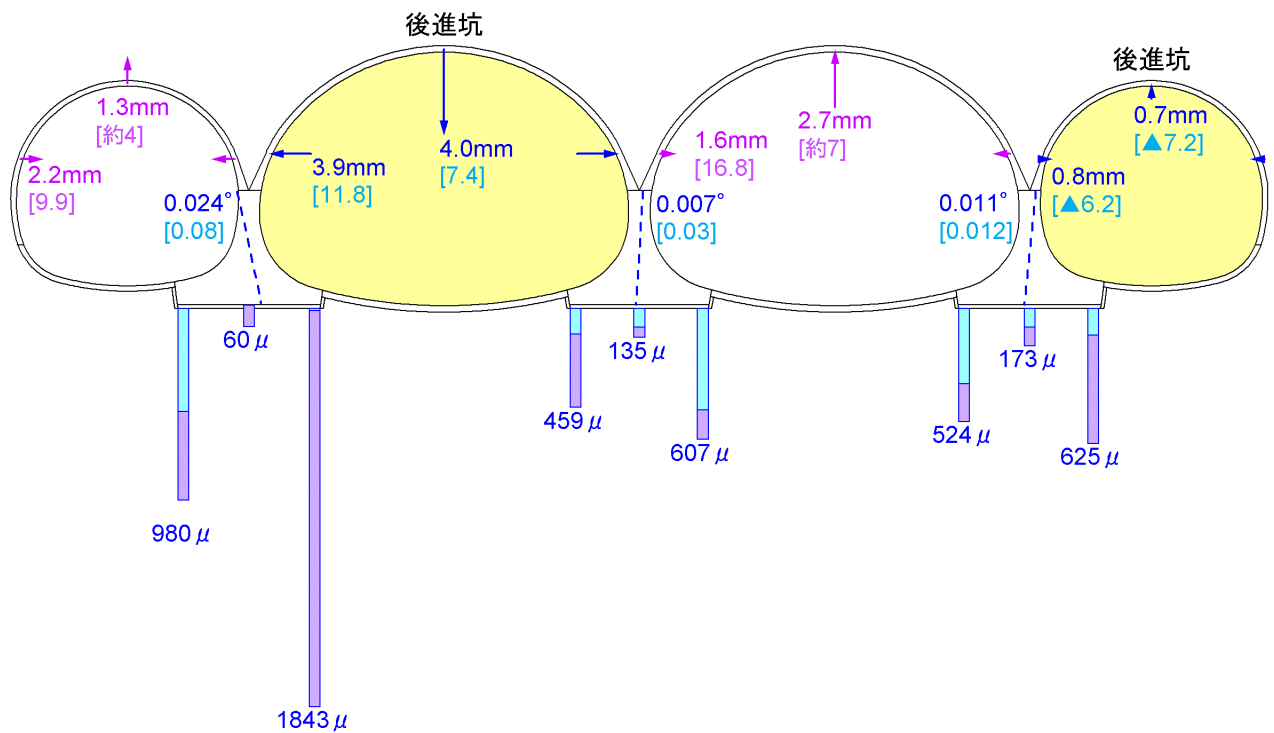
予測解析結果と解析結果を比較すると、地盤改良区間の後進坑一般部を除いて変形モードは同じである。解析値に対して計測値は、専用部天端沈下で 60%程度、専用部内空変位で 30%程度となっており、先進坑掘削時と同様に、天端沈下よりも内空変位の方が解析値と計測値の差異が大きい。

次に、後進坑掘削に伴う先進坑の変形挙動について述べる。

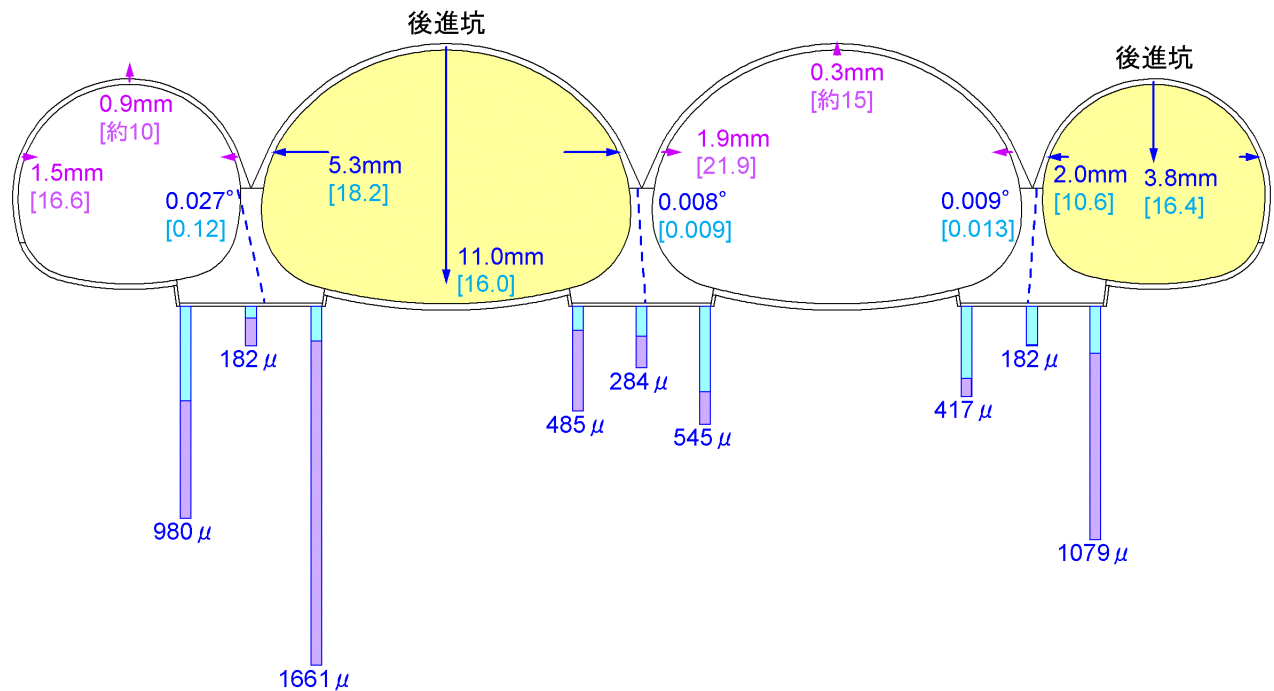
計測結果によると、後進坑掘削に伴って、先進坑は内空が縮小している。後進坑専用部の内空拡大量と比べると、両隣の先進坑の内空縮小量は 1/2 以下と小さくなっている。予測解析においては、先進坑の内空縮小量と後進坑の内空拡大量はほぼ同程度であるのとは傾向が異なっている。さらに、先進坑の内空縮小に伴って先進坑の天端は隆起している。内空縮小量と天端隆起量の関係はまちまちであるが、AGF 区間よりも地盤改良区間の方が比較的大きくなっている。

予測解析においても計測結果と同様の傾向を示しているが、解析値に対して計測値は、後進坑の内空縮小と天端隆起の両方とも 10%程度と非常に小さい。

(a) 計測断面1 [地盤改良区間, STA.111+00]



(b) 計測断面4 [AGF 区間, STA.109+40]



(備考) [] 内の数値は予測解析結果

後進坑掘削時の先進坑の変形（紫色部分）は、後進坑掘削に伴う増分変位量
特に天端変位については、先進坑の沈下の影響と思われる増分量を抽出

図 5.5 後進坑掘削時の支保変形図

5.4 支保に発生する応力

5.4.1 吹付けコンクリートおよび鋼製支保工

図 5.6～図 5.9 に、吹付けコンクリートおよび鋼製支保工に発生する応力について、計測結果と予測解析結果を示す。なお、図中に併記してある緑、黄および赤の破線は、施工管理における管理基準値を示したものである。各破線の位置付けおよび設定方法は以下のとおりである。

- ・ 緑：管理レベルⅠ，通常体制の上限値，短期許容応力度の 50%
- ・ 黄：管理レベルⅡ，注意体制の上限値，短期許容応力度の 80%
- ・ 赤：管理レベルⅢ，警戒体制の上限値，短期許容応力度
管理レベルⅢを超えると工事中止体制となる

(1) 先進坑

図 5.6 および図 5.7 に、先進坑の支保部材の応力分布を示す。まず、計測結果について述べる。

支保部材の応力度は、先進坑掘削時には、先進坑一般部の吹付けコンクリートを除くと、基本的には天端から脚部に向かって圧縮応力が増大していき、脚部の応力が最も大きい分布となっている。後進坑掘削時には、全体的に支保応力が増大する傾向があり、特に専用部脚部の応力増加が顕著である。その結果、吹付けコンクリートの応力の最大値 (9.0N/mm^2) は、短期許容応力度である管理レベルⅢ (8.2N/mm^2) を超えている。専用部の吹付けコンクリートは高強度吹付けコンクリート ($f_{ck} = 36\text{N/mm}^2$) を採用しており、道路橋示方書の無筋コンクリートの規定にしたがって、設計基準強度を 1/4 にした 9N/mm^2 と上限値 (5.5N/mm^2) との小さい方を長期許容応力度と定めている。さらに、この長期許容応力度 (5.5N/mm^2) を施工時であることを勘案して 1.5 倍することにより、短期許容応力度 (8.2N/mm^2) を算出している。吹付けコンクリートは、完全な無筋コンクリートではなく、鋼製支保工が 1m ピッチに建てこまれていることに加えて金網も設置されていることから、無筋コンクリートと鉄筋コンクリートの中間的なコンクリートであるといえる。鉄筋コンクリートでは、長期の許容応力度は設計基準強度の 1/3 であり、上限値の規定はない。そこで、吹付けコンクリートの長期許容応力度については、無筋コンクリートと鉄筋コンクリートの中間的なコンクリートであることを勘案して、上限値 (5.5N/mm^2) を考慮しないこととすると、長期許容応力度は 9N/mm^2 になるため、短期許容応力度は 13.5N/mm^2 になる。このように考えれば、現状の発生応力度でも支保部材の安全性は確保されていると考えられる。

次に、計測結果と予測解析結果を比較する。先進坑掘削時の専用部吹付けコンクリート

に関して、解析結果は天端から脚部に向かって圧縮応力が増大する傾向となっており、計測結果と同様の結果となっている。また、解析値は、地盤改良区間では計測値に比べると全体的に大きな値となっているが、AGF 区間では計測値とほぼ同等の値が発生している。

一方、鋼製支保工応力についても、解析結果は天端から脚部に向かって圧縮応力が増大する傾向となっており、計測結果と同様の結果となっている。また、解析値は、一部を除くと計測結果の 2 倍程度の値である。したがって、掘削に伴う荷重について、鋼製支保工が負担する分を解析上過大に評価しており、吹付けコンクリートと鋼製支保工の負担比率を適切に評価できていないと考えられる。

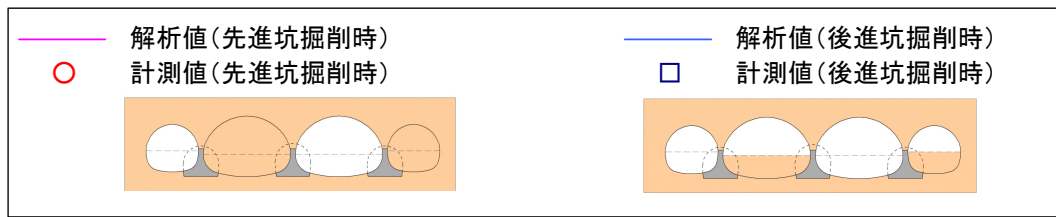
後進坑掘削時の解析結果では、吹付けコンクリート応力は 15%程度の増加であるのに対して、計測結果は 2 倍程度となっている。また、一般部の鋼製支保工応力に関して、後進坑掘削によって後進坑側から押されることによって、後進坑側肩部の応力が 2~3 倍程度増大するような解析結果であったが、計測結果では肩部よりも脚部の応力増加の方が顕著で、1.5~2 倍程度となっている。また、計測結果における脚部支保応力の増加に関しては、鋼製支保工よりも吹付けコンクリートの方が顕著である。このように、予測解析では、後進坑掘削に伴って先進坑支保の応力が増大する現象を正確には再現できていない。

(2) 後進坑

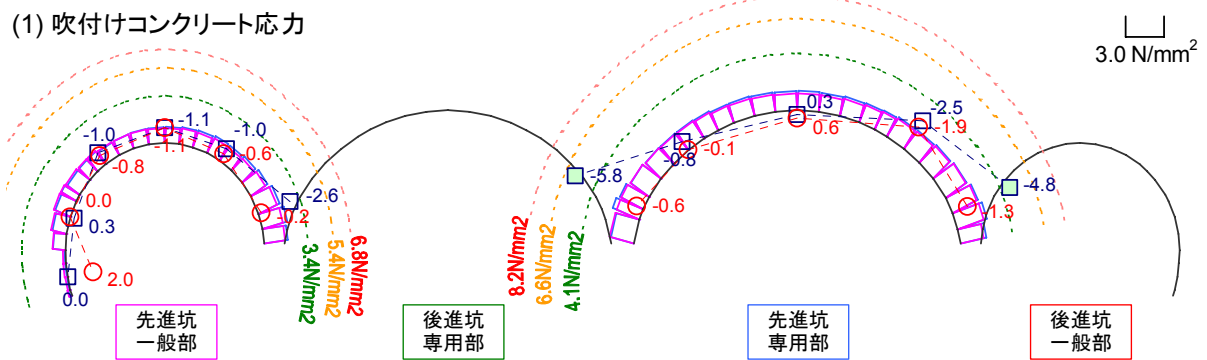
図 5.8 および図 5.9 に、後進坑の支保部材の応力分布を示す。先進坑掘削時の先進坑と同様に、一般部吹付けコンクリートを除いた支保部材（吹付けコンクリートおよび鋼製支保工）については、天端から脚部に向かって圧縮応力が増大していき、脚部の応力が最も大きい分布状況となっている。計測結果でも同様の傾向となっているが、計測値は予測解析値の 50%程度である。

(3) まとめ

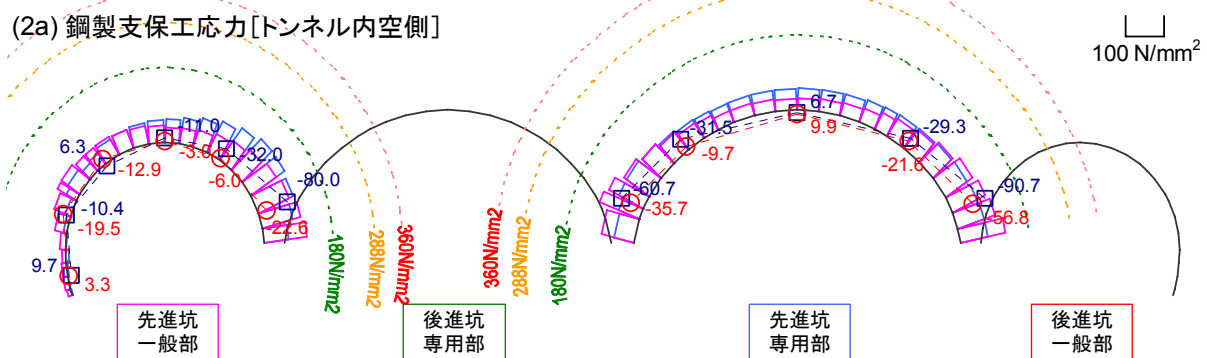
後進坑掘削に伴って発生する荷重は、先進坑支保、後進坑支保および地山により負担される。計測結果において、後進坑掘削に伴う先進坑支保の増分応力と後進坑支保の応力に関して、専用部同士および一般部同士を比較すると、鋼製支保工については同程度であるのに対して、吹付けコンクリートでは、先進坑の応力の方が大きくなっている。したがって、先進坑支保は、後進坑掘削に伴う荷重を後進坑以上に負担していると考えられる。一方、予測解析では、後進坑掘削に伴う先進坑支保の増分応力は、後進坑支保の応力よりも、吹付けコンクリートと鋼製支保工の両方とも非常に小さくなっている。すなわち、後進坑掘削に伴う荷重の大部分を後進坑支保が負担し、先進坑支保はあまり負担していない。このように、一般的な解析手法を採用した予測解析結果は、特に、後進掘削時において計測結果と乖離している。



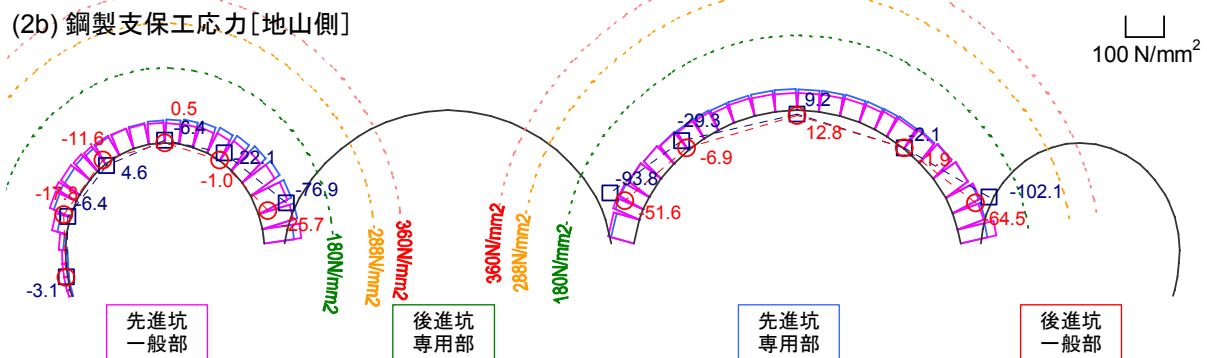
(1) 吹付けコンクリート応力



(2a) 鋼製支保工応力[トンネル内空側]



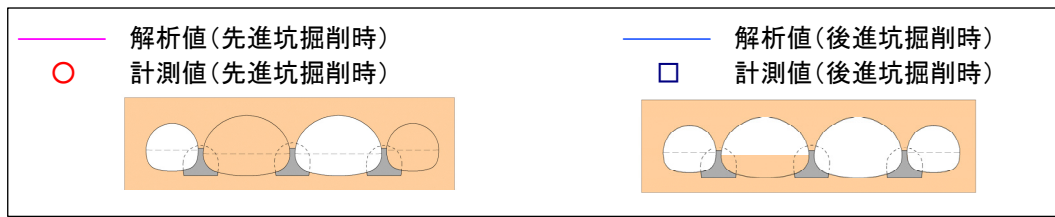
(2b) 鋼製支保工応力[地山側]



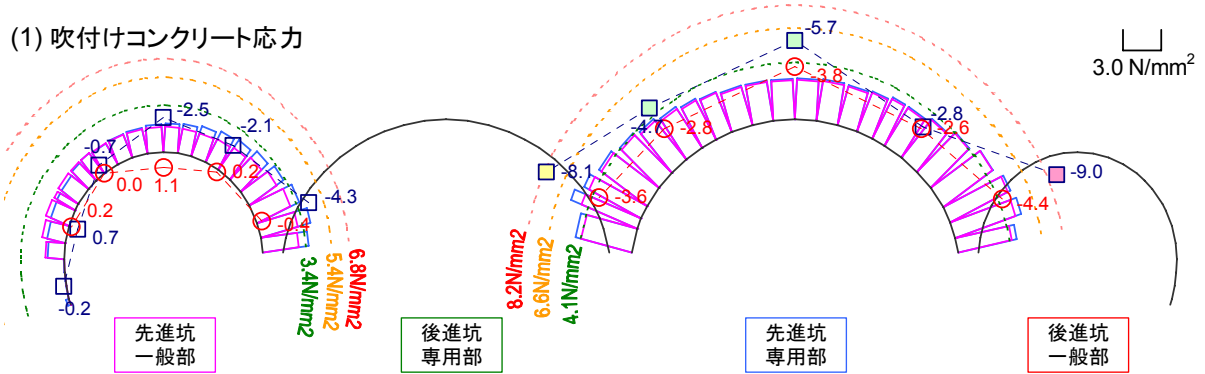
着色パターン凡例		管理レベルⅠ以上 [許容値の50%]		管理レベルⅡ以上 [許容値の80%]			管理レベルⅢ以上 [許容値]					
[上段]先進坑掘削時		一般部下り線						専用部上り線				
[下段]後進坑掘削時		左下半	左脚部	左肩	天端	右肩	右脚部	左脚部	左肩	天端	右肩	右脚部
吹付けコンクリート応力 (N/mm ²)		2.0	0.0	-0.8	-1.1	-0.6	-0.2	-0.6	-0.1	0.6	-1.9	-1.3
		0.0	0.3	-1.0	-1.1	-1.0	-2.6	-5.8	-0.8	0.3	-2.5	-4.8
鋼製支保工 応力	内空側 (N/mm ²)	3.3	-19.5	-12.9	-3.0	-6.0	-22.6	-35.7	-9.7	9.9	-21.6	-56.8
		9.7	-10.4	6.3	-11.0	-32.0	-80.0	-60.7	-31.5	6.7	-29.3	-90.7
	地山側 (N/mm ²)	-4.3	-17.8	-11.6	0.5	-1.0	-25.7	-51.6	-6.9	12.8	-1.9	-64.5
		-3.1	-6.4	4.6	-6.4	-22.1	-76.9	-93.8	-29.3	9.2	-2.1	-102.1

(注) 引張りを正とする

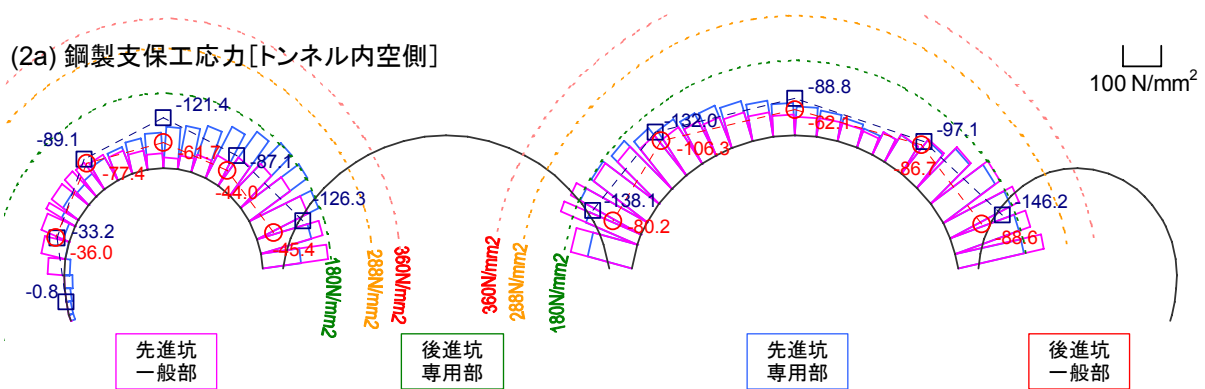
図 5.6 先進坑支保部材の応力分布(地盤改良区間, STA.111+00)



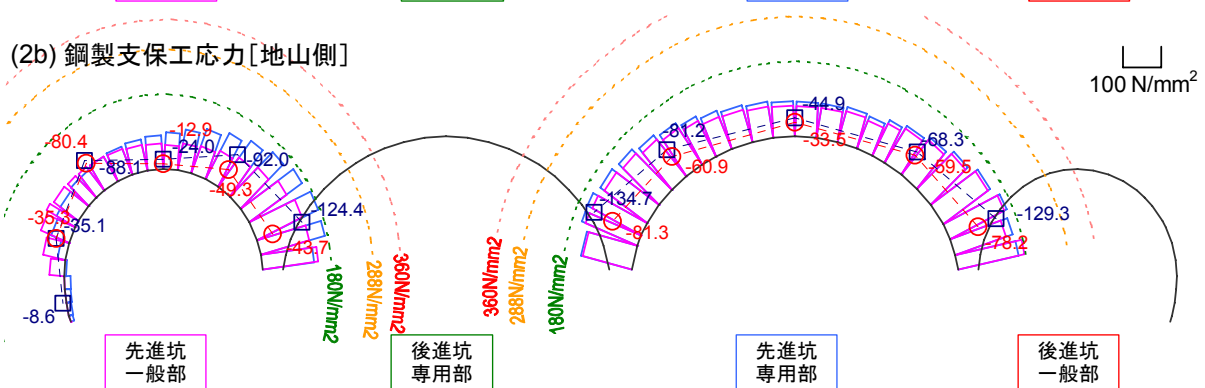
(1) 吹付けコンクリート応力



(2a) 鋼製支保工応力[トンネル内空側]



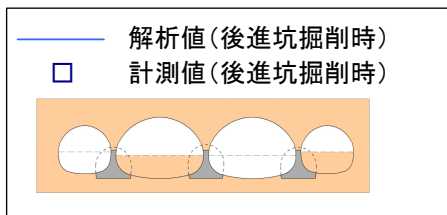
(2b) 鋼製支保工応力[地山側]



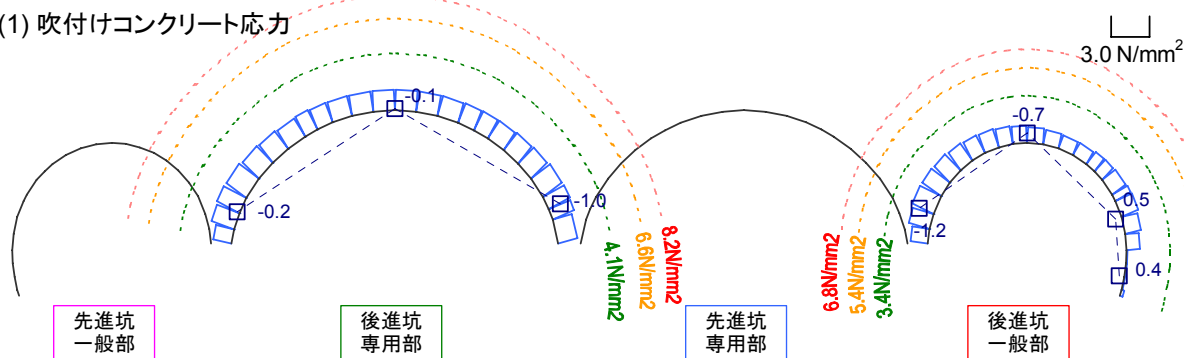
着色パターン凡例		管理レベルⅠ以上 [許容値の50%]		管理レベルⅡ以上 [許容値の80%]		管理レベルⅢ以上 [許容値]						
[上段]先進坑掘削時		一般部下り線						専用部上り線				
[下段]後進坑掘削時		左下半	左脚部	左肩	天端	右肩	右脚部	左脚部	左肩	天端	右肩	右脚部
吹付けコンクリート応力 (N/mm ²)		#N/A	0.2	0.0	1.1	0.2	-0.4	-3.6	-2.8	-3.8	-2.6	-4.4
		-0.2	0.7	-0.7	-2.5	-2.1	-4.3	-8.1	-4.7	-5.7	-2.8	-9.0
鋼製支保工 応力	内空側 (N/mm ²)	#N/A	-36.0	-77.4	-61.7	-44.0	-45.4	-80.2	-106.3	-62.1	-86.7	-88.6
		-0.8	-33.2	-89.1	-121.4	-87.1	-126.3	-138.1	-132.0	-88.8	-97.1	-146.2
	地山側 (N/mm ²)	#N/A	-35.3	-80.4	-12.9	-49.3	-43.7	-81.3	-60.9	-33.5	-59.5	-78.2
		-8.6	-35.1	-88.1	-24.0	-92.0	-124.4	-134.7	-81.2	-44.9	-68.3	-129.3

(注) 引張りを正とする

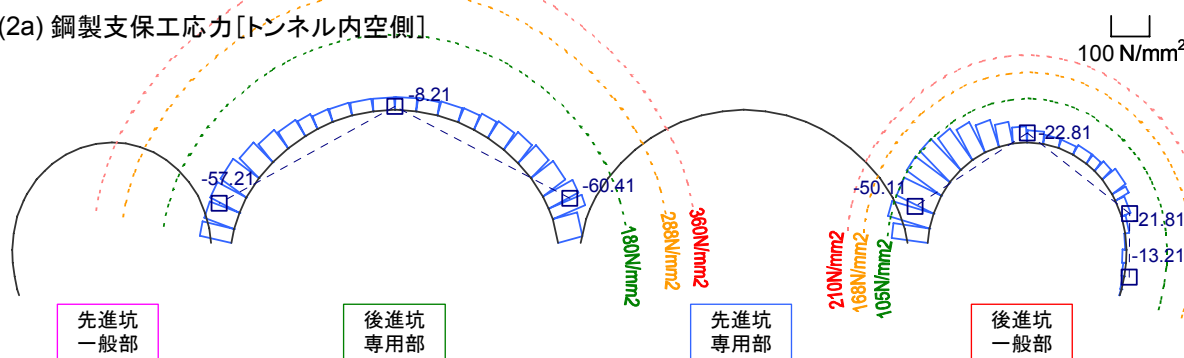
図 5.7 先進坑支保部材の応力分布 (AGF 区間, STA.109+40)



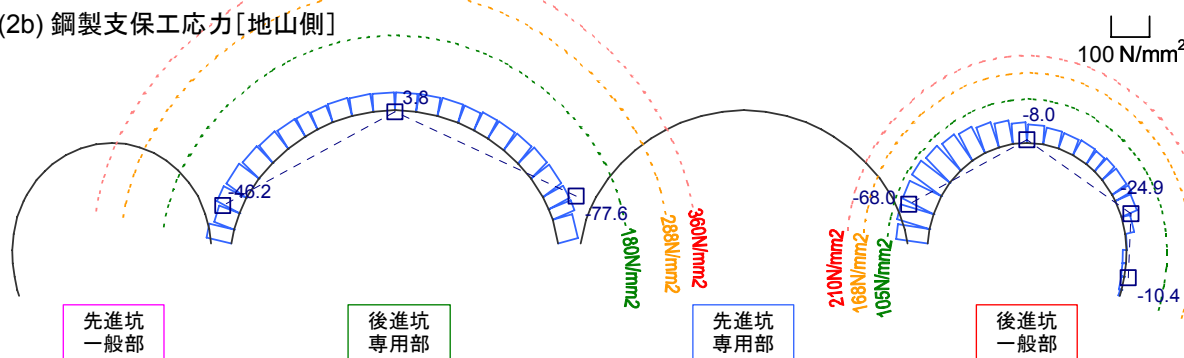
(1) 吹付けコンクリート応力



(2a) 鋼製支保工応力[トンネル内空側]



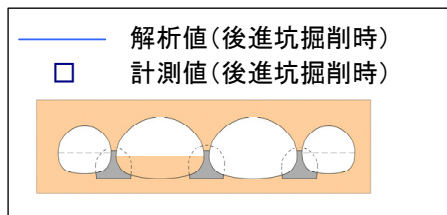
(2b) 鋼製支保工応力[地山側]



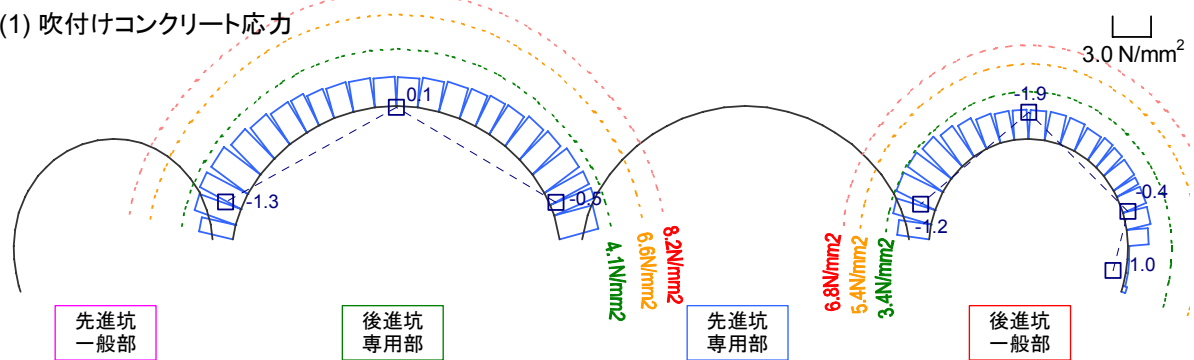
着色パターン凡例		<div></div> 管理レベルⅠ以上 [許容値の50%]		<div></div> 管理レベルⅡ以上 [許容値の80%]		<div></div> 管理レベルⅢ以上 [許容値]						
[上段]先進坑掘削時		一般部下り線						専用部上り線				
[下段]後進坑掘削時		左下半	左脚部	左肩	天端	右肩	右脚部	左脚部	左肩	天端	右肩	右脚部
吹付けコンクリート応力 (N/mm ²)		0.4	-1.2	#N/A	-0.7	#N/A	0.5	-0.2	#N/A	-0.1	#N/A	-1.0
鋼製支保工 応力	内空側 (N/mm ²)	-13.2	-50.1	#N/A	-22.8	#N/A	-21.8	-57.2	#N/A	-8.2	#N/A	-60.4
	地山側 (N/mm ²)	-10.4	-68.0	#N/A	-8.0	#N/A	-24.9	-46.2	#N/A	3.8	#N/A	-77.6

(注) 引張りを正とする

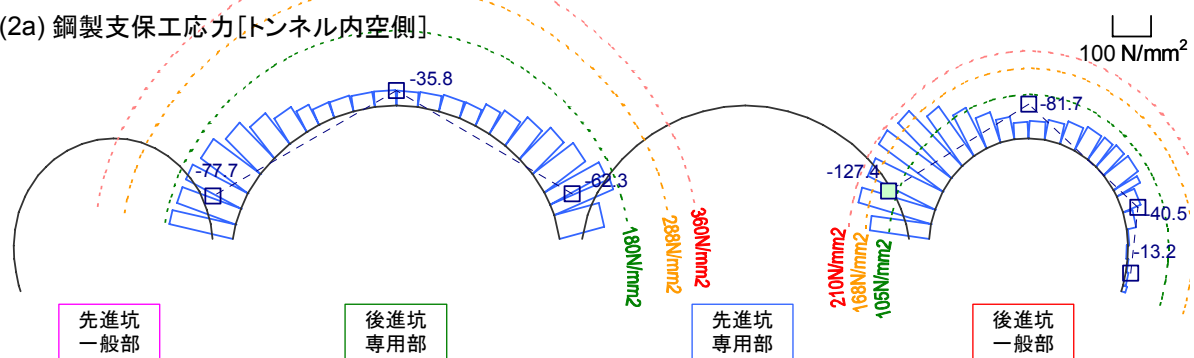
図 5.8 先進坑支保部材の応力分布(地盤改良区間, STA.111+00)



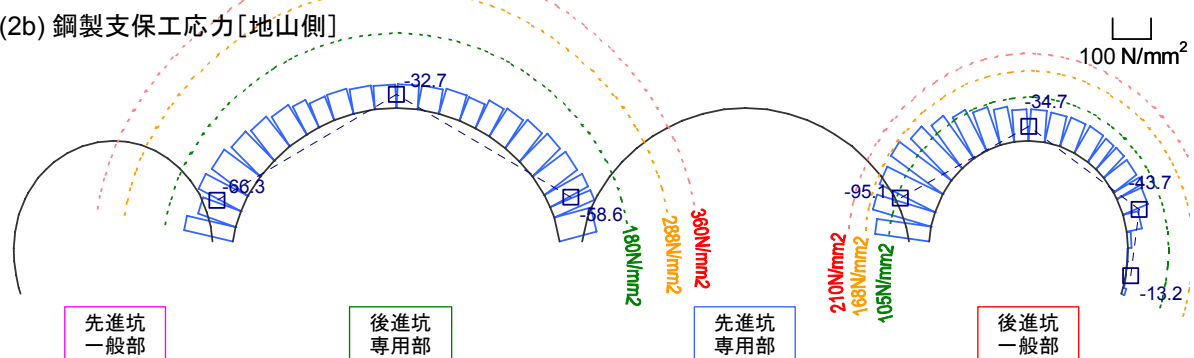
(1) 吹付けコンクリート応力



(2a) 鋼製支保工応力[トンネル内空側]



(2b) 鋼製支保工応力[地山側]



着色パターン凡例		<div></div> 管理レベルⅠ以上 [許容値の50%]		<div></div> 管理レベルⅡ以上 [許容値の80%]		<div></div> 管理レベルⅢ以上 [許容値]						
[上段]先進坑掘削時		一般部下り線						専用部上り線				
[下段]後進坑掘削時		左下半	左脚部	左肩	天端	右肩	右脚部	左脚部	左肩	天端	右肩	右脚部
吹付けコンクリート応力 (N/mm ²)		1.0	-1.2	#N/A	-1.9	#N/A	-0.4	-1.3	#N/A	0.1	#N/A	-0.5
鋼製支保工 応力	内空側 (N/mm ²)	-13.2	-127.4	#N/A	-81.7	#N/A	-40.5	-77.7	#N/A	-35.8	#N/A	-62.3
	地山側 (N/mm ²)	-13.2	-95.1	#N/A	-34.7	#N/A	-43.7	-66.3	#N/A	-32.7	#N/A	-58.6

(注) 引張りを正とする

図 5.9 後進坑支保部材の応力分布 (AGF 区間, STA.109+40)

5.4.2 ピラー部の支保応力

図 5.10 および図 5.11 にピラー部の支保部材に発生する応力度分布を示す。

計測結果に関して、先進坑掘削時には、ピラー部の支保応力は、掘削したトンネル側の圧縮応力度が大きくなっている。逆に、トンネルから離れる方向、すなわち後進坑側の圧縮応力度は小さくなっており、鋼製支保工では引張が発生している箇所もある。後進坑掘削時には、全ての支保応力が圧縮側に増大するような挙動が見られる。この際の応力度の増分量は、後進坑側よりも先進坑側の方が大きい傾向となっている。

一方、予測解析においても、先進坑掘削時には先進坑側の圧縮応力が大きくなる傾向が現れている。後進坑側ほど圧縮応力が小さくなる傾向についても現れているが、計測結果と比べると分布勾配が緩くなっている。これは、予測解析ではピラー部の鋼製支保工をモデル化していないために、上半鋼製支保工からピラー部鋼製支保工への荷重伝達が再現できていないことが主要因と考えられる。後進坑掘削時には、予測解析では後進坑側ほど支保応力が増大する傾向が顕著であるが、計測結果と分布勾配が異なっている。

5.4.3 荷重伝達

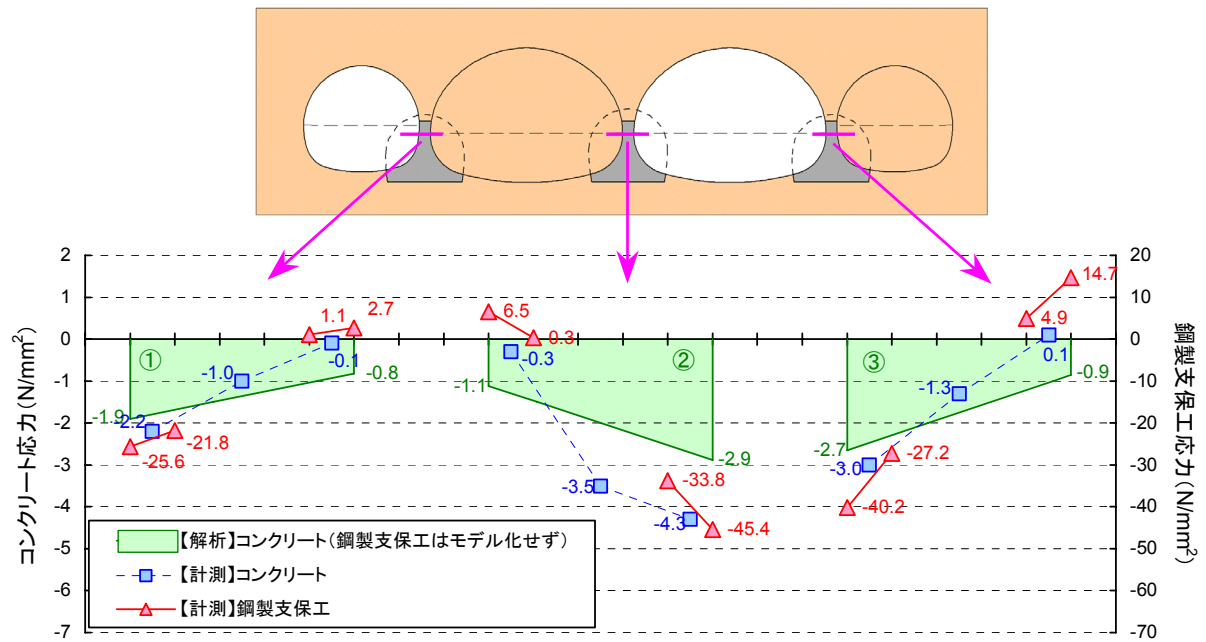
図 5.12 に、支保（アーチ部）に発生する応力、ピラーに発生する応力およびピラー下部地盤の鉛直方向ひずみ分布から推定される荷重伝達の模式図を示す。

先進坑掘削時には（図 5.12 (a)参照），アーチ脚部の支保軸力は、主にピラー壁部の先進坑側を伝わる。さらに、ピラー下部地盤の鉛直方向ひずみは先進坑側の方が大きいので、ピラー側壁の先進坑側の荷重は、そのままピラーの壁に沿うような形で、下部地盤に伝わると想定される。すなわち、先進坑掘削時には、インバートにより閉合されたトンネルのような荷重伝達をしており、三次元解析でも同様の傾向が見られた。

一方、後進坑掘削時増分に関しては（図 5.12 (b)参照），先進坑のアーチ脚部の支保軸力は、後進坑の軸力よりも 20～80%程度大きくなっているが、ピラーの壁部に伝わった時点では、先進坑側と後進坑側の荷重は同等になっている。次に、ピラー下部地盤の鉛直方向ひずみは後進坑側の方が大きいので、ピラーの壁部からピラー下部に伝わる時点で、左右の荷重分布が逆転して、後進坑側にも相当量の荷重が伝達されていると推定される。このように、ピラー壁部より下方の挙動は、先進坑掘削時と後進坑掘削時で大きく異なっている。

最終的な後進坑掘削完了時に関しては（図 5.12 (c)参照），先進坑のアーチ脚部の支保軸力は、後進坑の軸力よりも 2 倍以上大きくなっており、ピラーの壁部に伝わった時点でも後進坑よりも先進坑の荷重の方が大きくなっている。次に、ピラー下部地盤の鉛直方向ひずみは、先進坑側と後進坑側で同等となっているので、ピラーの壁部からピラー下部に伝わる時点で、均等に荷重が伝達されていると推定される。

(a) 先進坑掘削時



(b) 後進坑掘削時

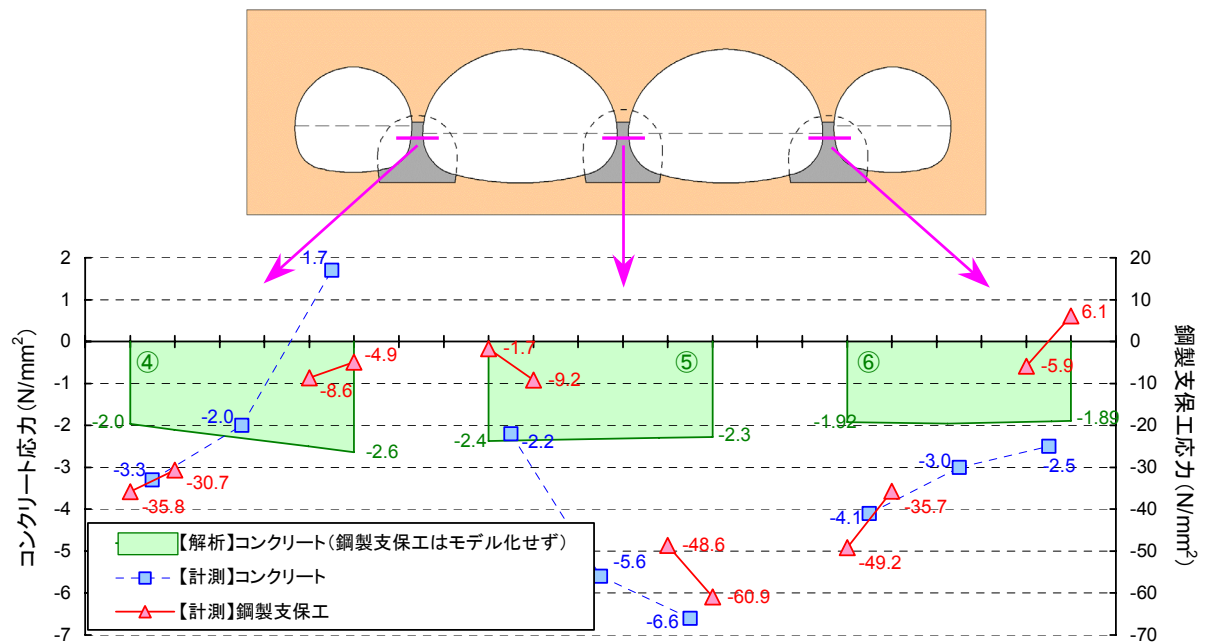
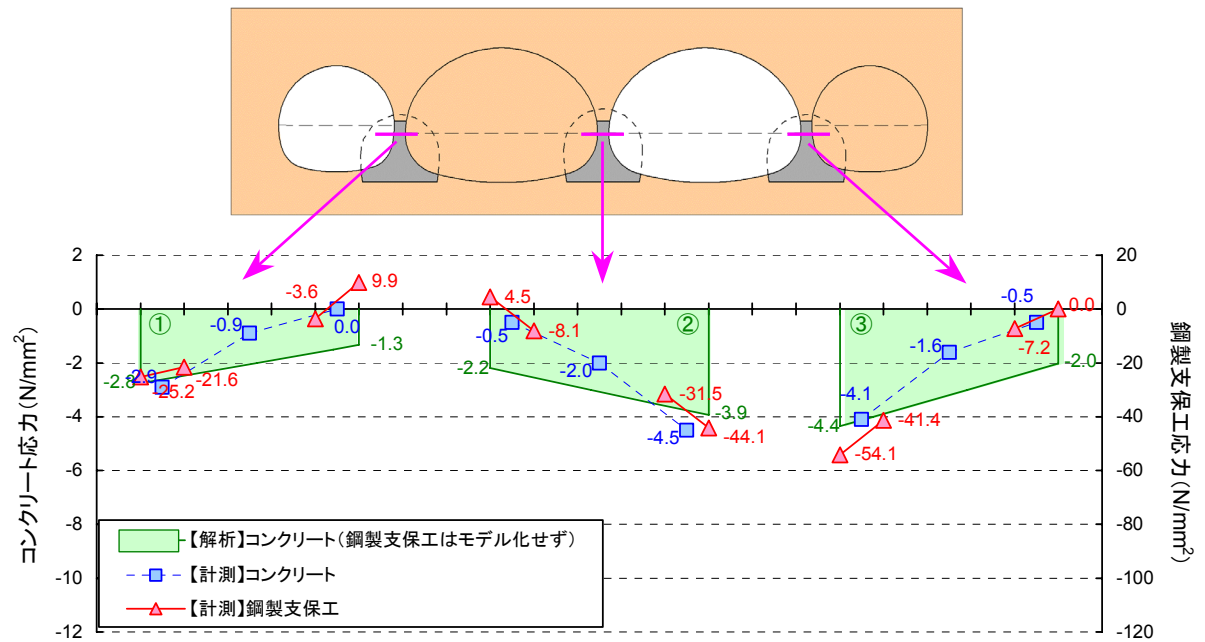


図 5.10 ピラー部支保部材の応力分布[地盤改良区間, STA.111+00]

(a) 先進坑掘削時



(b) 後進坑掘削時

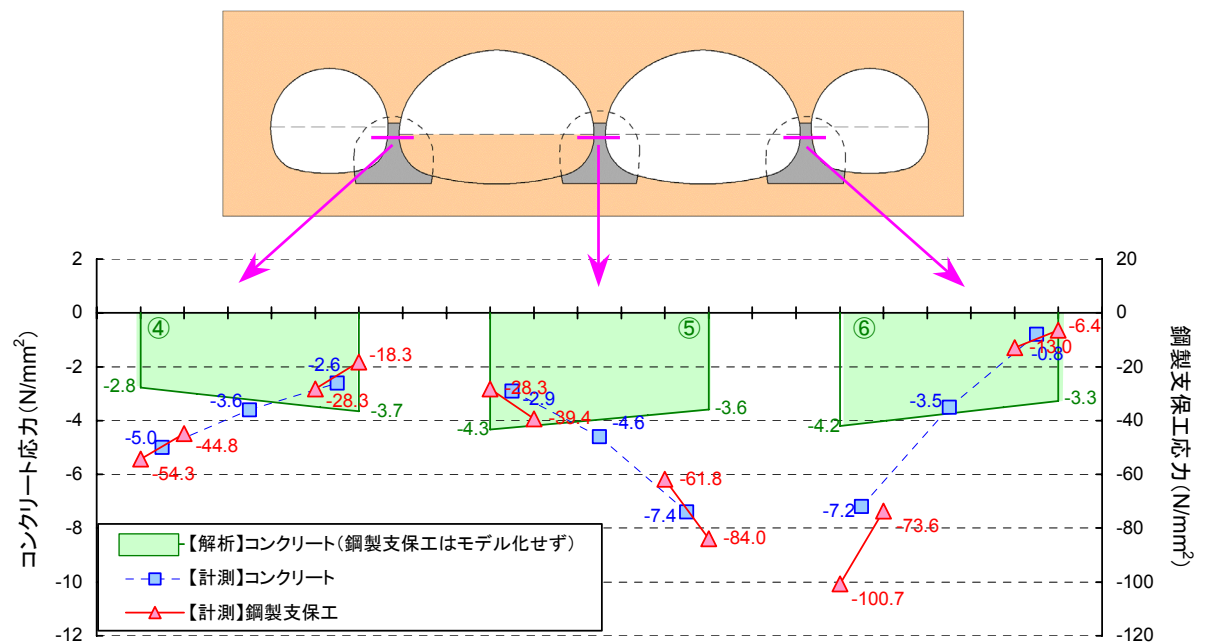
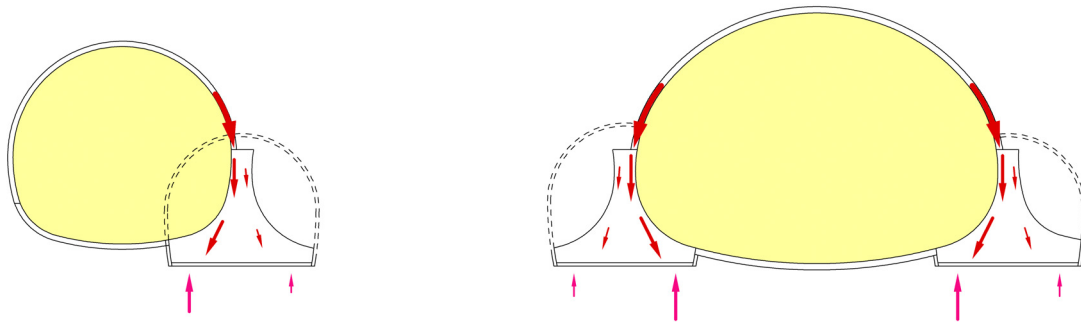
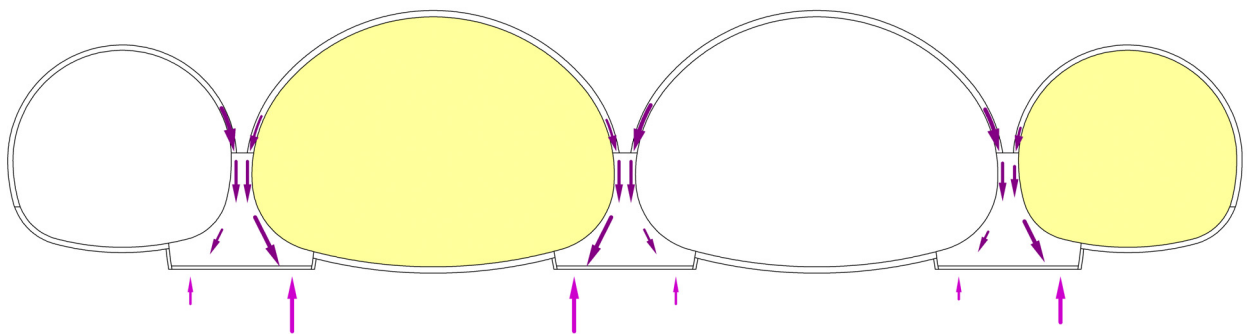


図 5.11 ピラー部支保部材の応力分布[AGF, 区間, STA.109+40]

(a) 先進坑掘削完了時



(b) 後進坑掘削時増分



(c) 後進坑掘削完了時

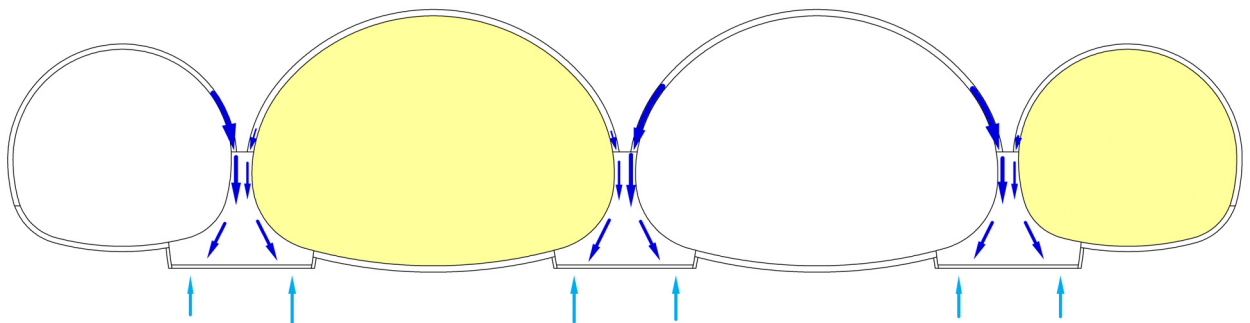


図 5.12 荷重伝達の模式図

5.5 掘削時の土荷重

掘削時の土荷重は、一次支保からピラーを介して下部地盤に伝達される。本章では、ピラーに作用している荷重がトンネル掘削の進行に伴ってどのように変化するかを、以下の3種類の荷重を比較することにより検討する。

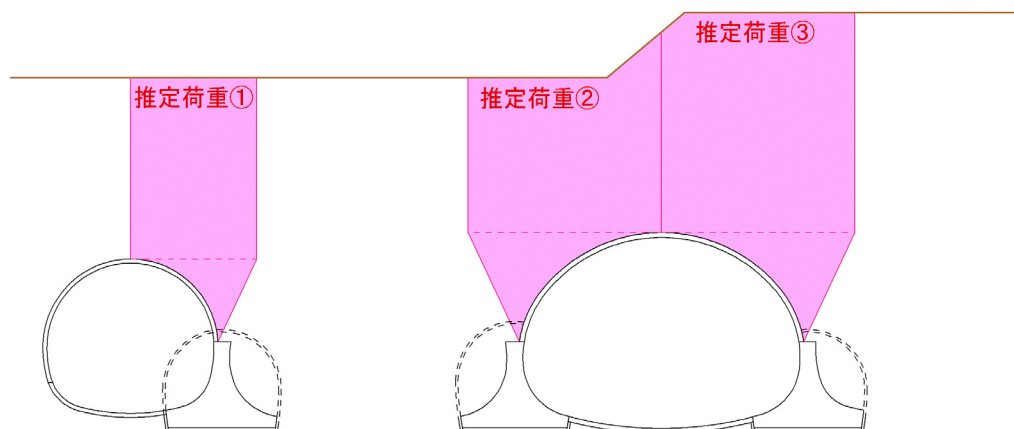
- ①推定荷重：図 5.13 に示す領域の土荷重であり、全土被り高さ相当の荷重である
- ②計測結果に基づく荷重：図 5.10 および図 5.11 中の計測結果から算出される荷重
- ③解析結果に基づく荷重：図 5.10 および図 5.11 中の解析結果（緑の着色部）から算出される荷重

表 5.1 および表 5.2 に、3 種類の荷重を比較した結果を示す。

合計荷重に関して、先進坑掘削時には、計測結果が全土被り相当の推定荷重ではなく予測解析に近い値を示していることから、ある程度のアーチ効果が発揮されていると推定される。ただし、計測結果の方が解析結果よりも負担荷重が小さい原因は、予測解析においてトンネル周辺の改良地盤の変形係数を実際よりも小さく設定しているために、支保が負担する荷重が小さくなっているためと考えられる。

一方、後進坑掘削時には、計測結果の合計荷重が予測解析よりも推定荷重に非常に近くなっていることから、全土被り相当の荷重をピラーで負担していると推定される。予測解析結果は、推定土荷重や計測結果よりも小さくなっている。このことより、先進坑掘削時と同様にアーチ効果が発揮されていると考えられる。

(a) 先進坑掘削時



(b) 後進坑掘削時

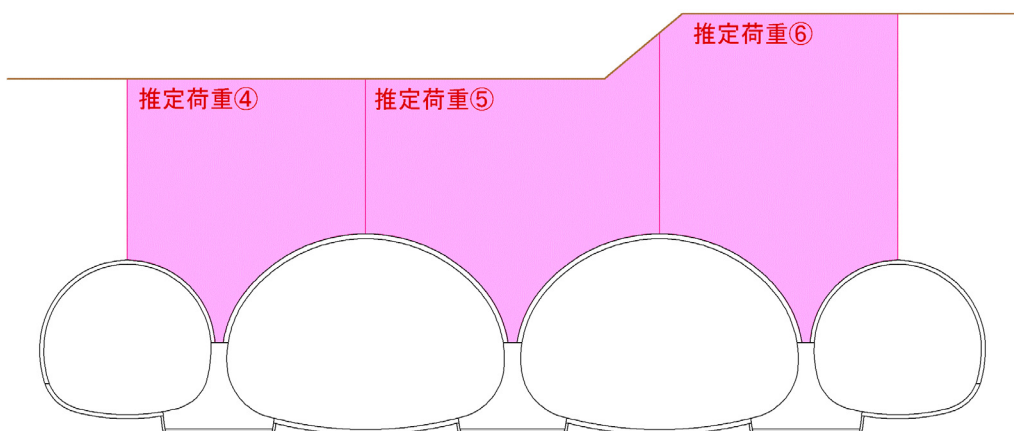


図 5.13 推定荷重の算出

表 5.1 ピラー作用荷重の比較[地盤改良区間, STA.111+00]

(a) 先進坑掘削時

	左ピラー	中央ピラー	右ピラー	合計
推定土荷重 (kN)	① -1660 (148%)	② -2280 (105%)	③ -2280 (162%)	-6221 (133%)
計測結果 (kN)	-1123	-2165	-1406	-4694
予測解析 (kN)	④ -1361 (121%)	⑤ -2000 (92%)	⑥ -1753 (125%)	-5114 (109%)

()内は計測結果に対する比率

b) 後進坑掘削時

	左ピラー	中央ピラー	右ピラー	合計
推定土荷重 (kN)	⑦ -2868 (140%)	⑧ -3380 (91%)	⑨ -2868 (91%)	-9115 (102%)
計測結果 (kN)	-2054	-3712	-3138	-8904
予測解析 (kN)	⑩ -2302 (112%)	⑪ -2324 (63%)	⑫ -1927 (61%)	-6553 (74%)

()内は計測結果に対する比率

表 5.2 ピラー作用荷重の比較[AGF 区間, STA.109+40]

(a) 先進坑掘削時

	左ピラー	中央ピラー	右ピラー	合計
推定土荷重 (kN)	⑬ -2118 (170%)	⑭ -3083 (132%)	⑮ -3967 (184%)	-9168 (160%)
計測結果 (kN)	-1248	-2333	-2160	-5741
予測解析 (kN)	⑯ -2046 (164%)	⑰ -3067 (131%)	⑱ -3193 (148%)	-8305 (145%)

()内は計測結果に対する比率

(b) 後進坑掘削時

	左ピラー	中央ピラー	右ピラー	合計
推定土荷重 (kN)	⑲ -3730 (98%)	⑳ -4545 (89%)	㉑ -4945 (122%)	-13219 (102%)
計測結果 (kN)	-3815	-5128	-4047	-12989
予測解析 (kN)	㉒ -3215 (84%)	㉓ -3964 (77%)	㉔ -3732 (92%)	-10911 (84%)

()内は計測結果に対する比率

5.6 三次元解析の妥当性

前節までに、計測結果と予測解析の比較に基づいて掘削時挙動の分析を行った。以下に、4 連めがねトンネル掘削時の特徴的な挙動や、三次元解析の妥当性等についてまとめる。

(1) 地表面沈下挙動

先進坑掘削時には、計測結果では先進坑直上の地表面沈下量が卓越しており、三次元解析結果でも同様の分布傾向が再現できている。一方、沈下量に関しては、地盤改良区間では周辺地盤の変形係数（今回の解析では、改良地盤の変形係数）を正確に評価すれば、ほぼ同じ沈下量になる。しかしながら、AGF 区間では、改良地盤の変形係数を見直しても、切羽安定を目的とした鏡ボルトを評価していない等の理由により、解析結果は計測結果の 2 倍程度の値となっている。

三次元解析において、先進坑の上半掘削時に沈下した地表面は、下半掘削に伴って 10mm 程度隆起する。計測結果でも、同様の現象が若干見られるが、解析に比べると値は非常に小さい。また、解析では、吹付けインバートを施工すると、下半掘削時よりも地表面がさらに大きく隆起する現象が生じるが、計測ではそのような挙動はしていない。このような計測と解析の乖離は、従来から指摘されているが、抜本的な解決策は見当たらない。

後進坑掘削時には、計測結果では、先進坑直上の地表面沈下量と後進坑直上の地表面沈下量は同等になっている。一方、解析では、上記のような下半掘削に伴う隆起する現象が生じていることもあり、計測結果の再現性は悪い。

(2) 支保の変形挙動

専用部に関しては、先進坑掘削時および後進坑掘削時の両方とも、天端沈下、内空拡大という変形モードは三次元解析ではほぼ再現できている。変形量は計測値よりも総じて小さいが、周辺地盤の変形係数や鏡ボルトの効果を正確に評価すれば、より計測値に近づくと想定される。

一般部に関しては、解析結果は計測結果を再現できているとはいいがたい。一般部のトンネルは地中連続壁が近傍にあることが影響して、複雑な挙動をしていると考えられる。

(3) ピラーの変形挙動

トンネルの掘削に伴ってピラーはトンネル外側に傾斜する。その際、ピラー下部地盤の鉛直ひずみは倒れた先のトンネル外側よりも内側のひずみの方が大きくなっている。このことから、トンネル掘削に伴ってピラーが傾斜する要因は、ピラー上方地山の荷重が上半支保を介して伝わる影響と、トンネル下部地盤がトンネル掘削によって上方に変位することによる影響の両方があると推定される。ピラーの変形挙動のメカニズムについては、次章において、詳しく検討することとする。

(4) 支保に発生する応力

先進坑掘削時については、解析結果は計測結果をほぼ再現できていると考えられる。しかし、後進坑掘削時については、先進坑支保の脚部が顕著に増大するような計測結果となっているが、そのような現象を解析では表現できていない。

(5) ピラーに発生する応力

先進坑掘削時については、先進坑側の圧縮応力が最も大きく、後進坑側ほど小さくなっていくような計測結果となっており、解析結果は計測結果をほぼ再現できていると考えられる。しかし、後進坑掘削時については、ピラーの先進坑側、後進坑側を問わずに急激に応力が増加しているが、解析では再現できていない。これは、ピラーに作用する荷重は一次支保を介して伝達されるため、上記のように後進坑掘削時における先進坑脚部の支保応力の増大を表現できていないことに起因すると考えられる。

(6) 掘削時の土荷重

先進坑掘削時においてピラーが負担する荷重は、計測結果によると、地山のアーチ効果によって全土被り高さ相当の荷重よりも小さくなっており、解析によってほぼ再現されている。ただし、計測結果よりも解析結果の方が大きくなっており、地山のアーチ効果を過小に評価していると推定される。一方、後進坑掘削時においてピラーが負担する荷重は、計測結果によると全土被り高さ相当の荷重であるのに対して、解析では地山のアーチ効果が発揮されているような結果となっている。このように、先進坑掘削時と後進坑掘削時で、大きく挙動が変化しているが、三次元解析は後進坑掘削時の挙動を表現できていない。

(7) まとめ

地表面沈下やピラーの傾斜等の変形挙動に関しては、地盤の変形係数を適切に評価することにより、ある程度計測結果を再現することができると考えられる。しかし、下半やインバート掘削時に見られる地表面の隆起現象は、地盤の弾性係数の拘束圧依存性やひずみ依存性を評価できる構成則を採用しないと再現できないと考えている。

一方、支保やピラーに発生する応力等から推定される、掘削に伴う荷重の伝達経路を精度よく再現することは、めがねトンネルにおけるセンターピラーの挙動のメカニズムを解明し、ピラー形状の検討を実施するために必要不可欠である。そこで、次節において、支保応力の発生メカニズムに着目して、三次元解析の再現性向上に関する検討を行う。

5.7 三次元解析の再現性向上に関する検討

5.7.1 概要

小路トンネルのように、都市部等の特殊な地山条件、または掘削断面が特殊な形状となる場合等の類似事例が少ない場合には、解析的手法を適用して山岳トンネルの支保工の設計が行われる。このような場合において、合理的な支保パターンの設定や、周辺への悪影響を抑制するための適切な対策工法の選定を行うためには、数値解析によるトンネル掘削時の予測精度を確保することが必要であると考えられる。

前節までの検討により、現状の解析手法では後進坑掘削に伴って発生する支保応力を精度よく再現できていないことが明らかとなった。トンネル掘削に伴う荷重は、支保を介してピラーに伝達されるため、支保応力を精度よく表現することは、めがねトンネルにおけるセンターピラーの挙動のメカニズムを解明するために非常に重要である。そこで、本節では、以下のような現象を考慮した新たな解析手法を試行し、これら 2 種類の現象が支保応力に及ぼす影響について分析を行う。さらに、計測結果を用いて、新たに実施した解析手法の適用性を支保応力に着目して検討する。

(1) 支保と地山の境界面における滑り・剥離

一般に、二次元の有限要素法では地山を平面ひずみ要素、支保をビーム要素でモデル化することが多く、支保と地山は常に密着した状態にある。すなわち、掘削に伴う支保と地山の変形が不連続になることはないため、一般的な有限要素法では、これらの境界面における滑りや剥離などの現象を再現することはできない。地質条件や施工条件によっては掘削時に支保と地山の境界面で滑りが生じ、支保の安全性や周辺地山の安定性に大きな影響を及ぼす可能性も想定される。剣持ら²⁾は、膨張性地山を対象とした三次元解析において、支保と地山の境界面における馴染みを考慮するために、支保部材の弾性係数を 1/5 にした計算を実施し、吹付けコンクリート応力の計測結果の再現性が向上することを確認している。このように、施工時の支保応力を正確に評価するためには、支保と地山の境界面の挙動を考慮することが重要と考えられる。

(2) 吹付けコンクリートの材齢に伴う弾性係数の変化

支保部材の 1 つである吹付けコンクリートは、吹付け直後から掘削に伴う荷重を受けるという特徴を有するため、その弾性係数は弱材齢時の値を採用することが一般的である。しかし、めがねトンネルや併設トンネルにおいて、先進トンネルの近傍を後進トンネルが通過する時には、先進トンネルの吹付けコンクリートは、十分に硬化していると考えられる。また、上半切羽と下半切羽が離れている場合、下半掘削時の上半吹付けコンクリートも十分に硬化している。したがって、施工時の支保応力を正確に評価するためには、吹付

けコンクリートの材齢に伴う弾性係数の変化を考慮することが重要であると考えられる。

なお、図 5.14 および図 5.15 に、図 5.1 に示した「計測断面 4」における支保の応力分布について一般的な従来手法を用いた予測解析と計測結果の比較を再度示す。

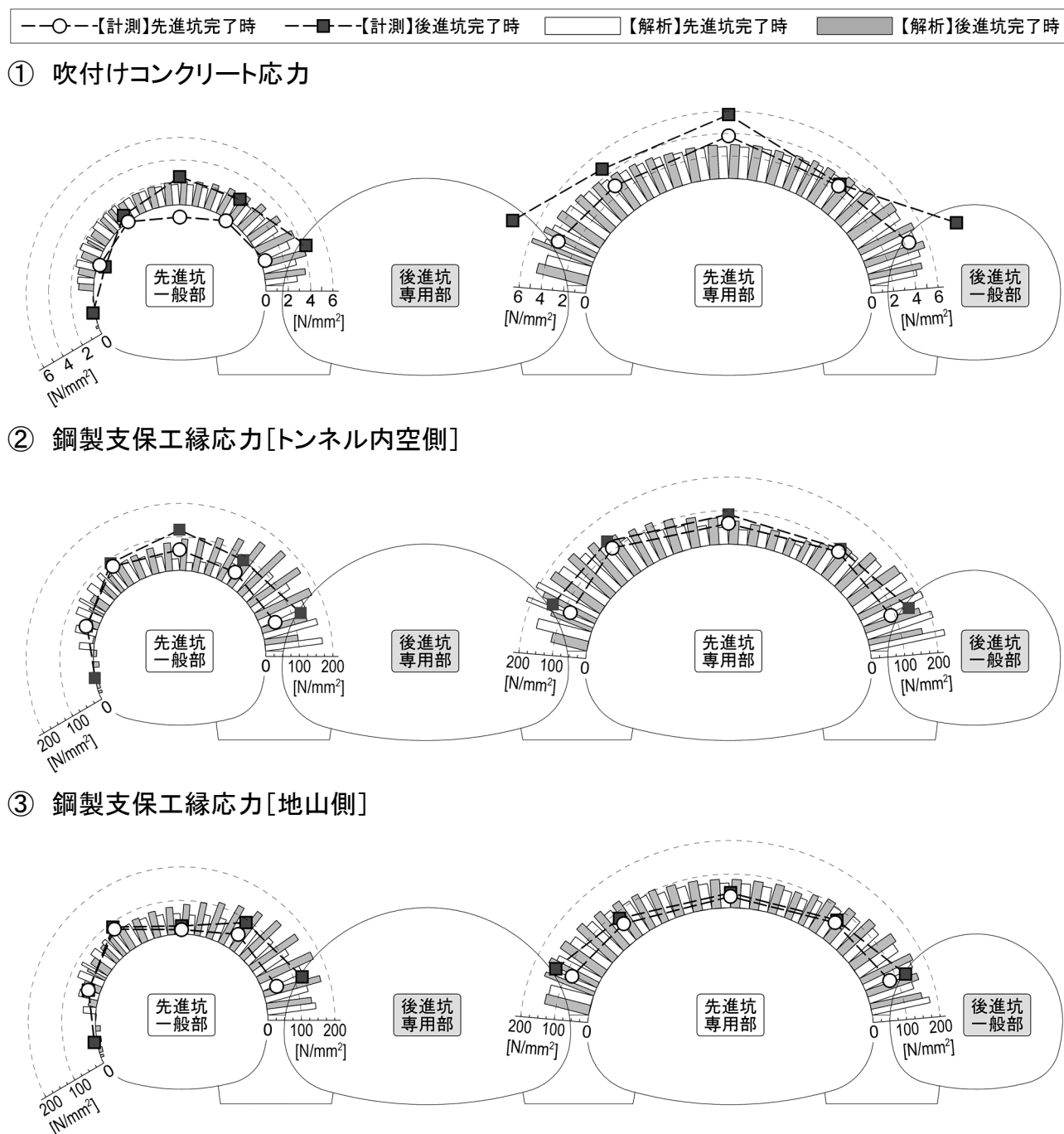
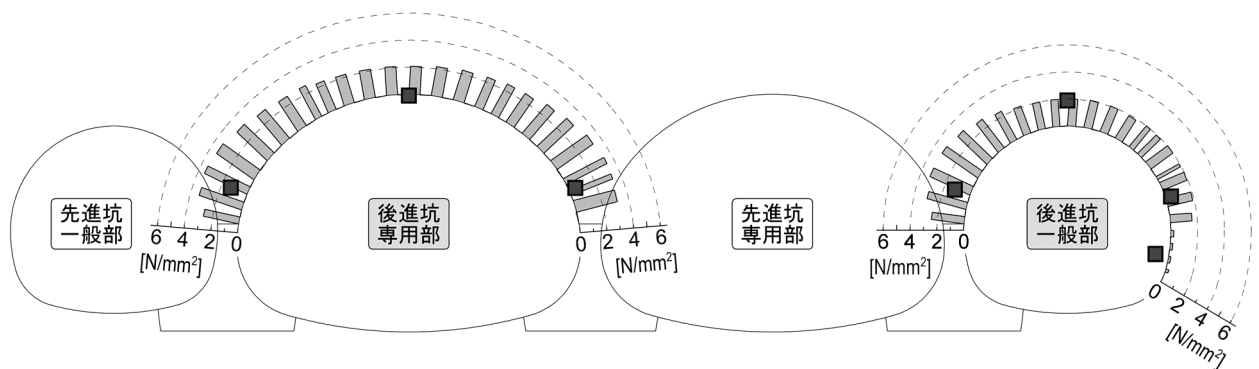
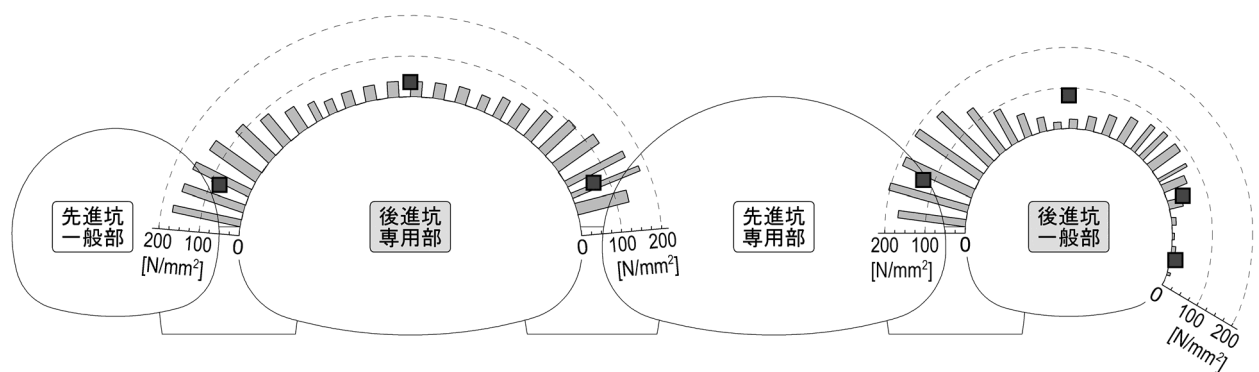


図 5.14 先進坑支保の応力分布(予測解析と計測結果の比較)

① 吹付けコンクリート応力



② 鋼製支保工縁応力[トンネル内空側]



③ 鋼製支保工縁応力[地山側]

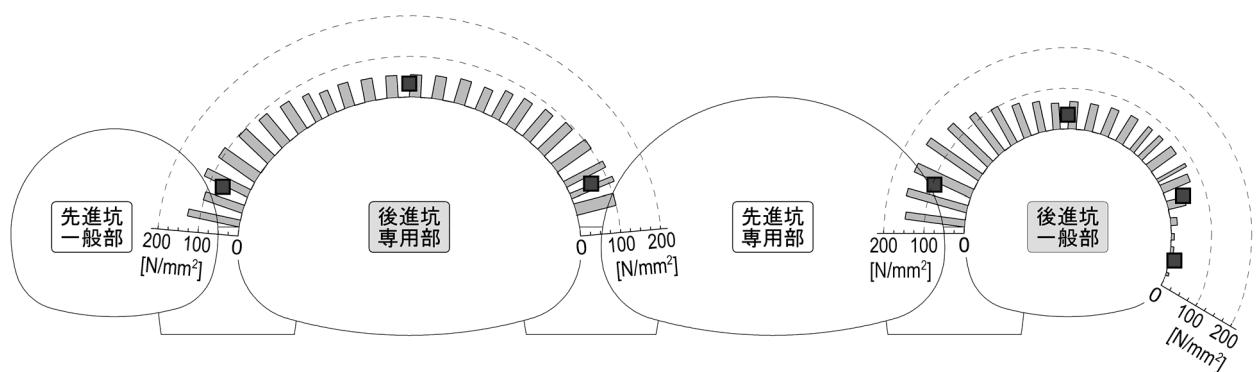


図 5.15 後進坑支保の応力分布(予測解析と計測結果の比較)

掘削に伴って発生する荷重は、先進坑支保、後進坑支保および地山により負担される。また、支保が負担する荷重については、吹付けコンクリートと鋼製支保工に分担される。三次元解析による計測結果の再現性を向上するためには、このような支保と地山が負担する荷重の比率を適切に評価できるようにする必要があると考えられる。

5.7.2 吹付けコンクリートの剛性変化を考慮した解析

(1) 概説

山岳トンネルの施工においては、吹付けコンクリートの十分な硬化を待たずに掘削を開始するため、支保設置直後の切羽近傍では、弱材齢時の吹付けコンクリートと鋼製支保工で負担することとなる。しかし、吹付けコンクリートの剛性は、時間が経過するにつれて大きくなっていくため、徐々に鋼製支保工よりも吹付けコンクリートの負担比率が増加していくと考えられる。

めがねトンネルの場合、後進坑掘削に伴う荷重は、先進坑支保、後進坑支保および周辺地山で負担することになる。通常、先進坑の吹付けコンクリートは後進坑掘削時には十分に硬化しているため、先進坑の支保全体の剛性は、後進坑の支保剛性よりも大きくなっていると考えられる。したがって、各坑支保および地山の荷重負担比率を正確に評価するためには、先進坑支保の剛性を適切に評価することが不可欠である。

そこで、本項では、吹付け後の材齢に応じて吹付けコンクリートの弾性係数を逐次変化させた解析を実施し、前節までの従来手法を用いた解析と比較検討する。

(2) 吹付けコンクリートの弾性係数の変化

吹付けコンクリートの材齢による弾性係数の変化は、「土木学会：コンクリート標準示方書〔設計編〕」⁵⁾に基づいて、以下のように定めた。

まず、コンクリートの材齢による圧縮強度の変化は、式(5.1)のように表せる。

$$f'_{ck}(t) = \{t/(a + bt)\} \cdot d \cdot f'_{ck}(i) \quad (5.1)$$

ここに、 $f'_{ck}(t)$: 材齢 t 日におけるコンクリートの圧縮強度の特性値 (N/mm^2)

t : 材齢 (日)

i : 設計基準強度で対象とする材齢 (= 28 日)

a : 定数 (= 4.5, 普通ポルトランドセメント)

b : 定数 (= 0.95, 普通ポルトランドセメント)

d : 材齢 28 日に対する材齢 91 日の強度の増加率
(= 1.11, 普通ポルトランドセメント)

次に、材齢による弾性係数の変化は、式(5.1)で算出したコンクリートの圧縮強度を用いて、式(5.2)で算出する。

$$E_e(t) = \phi(t) \times 4.7 \times \sqrt{f'_{ck}(t)} \quad (5.2)$$

ここに、 $E_e(t)$: 材齢 t 日における有効ヤング係数 (kN/mm^2)

$\phi(t)$: 温度上昇時におけるクリープの影響が大きいことによるヤング係数の補

正係数

- ・材齢 3 日まで $\phi = 0.73$
- ・材齢 5 日以降 $\phi = 1.0$
- ・材齢 3 日から 5 日までは直線補間

式(5.1)および式(5.2)を用いて、吹付けコンクリートの材齢に伴う弾性係数の変化を、図 5.16 に示す。トンネルの掘削進行は、実際の施工では、トンネルの種類や施工時期等によって異なるが、平均して 1 日 2m 程度の掘削とした。式(5.2)に準じると、吹付け直後の弾性係数 E は 0 となるが、本解析では、第 3 章で実施した予測解析と同様に、専用部 ($f_{ck} = 36\text{N/mm}^2$) は $E = 6\text{kN/mm}^2$ 、一般部 ($f_{ck} = 18\text{N/mm}^2$) は $E = 4\text{kN/mm}^2$ とした。

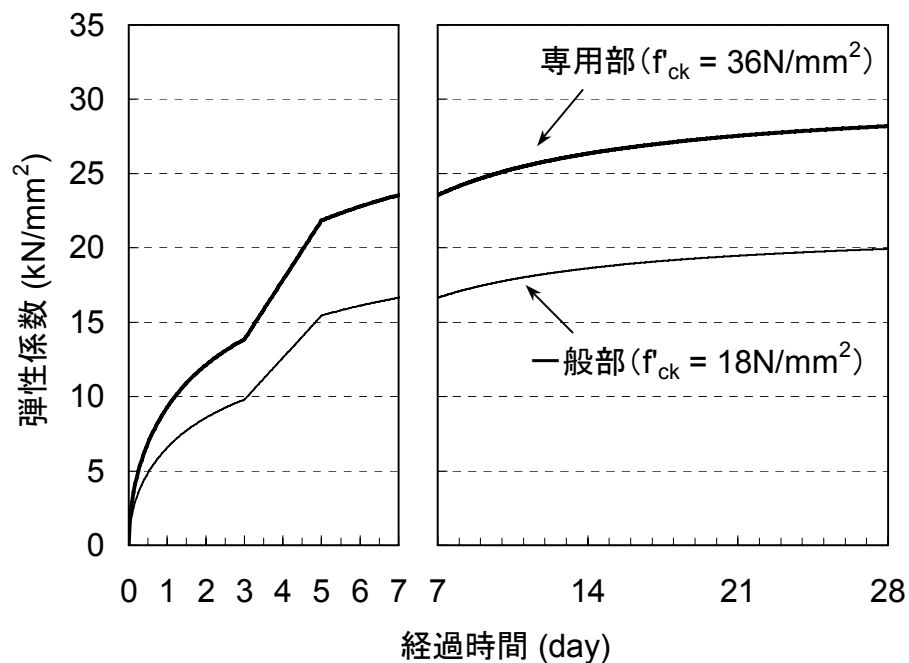


図 5.16 吹付けコンクリートの材齢による弾性係数の変化

(3) 発生する支保応力の特徴

図 5.17 に、先進坑掘削時に専用部の支保部材に発生する応力に関して、従来手法の解析と吹付けコンクリートの弾性係数の経時変化を考慮する解析との比較を示す。対象断面は、図 5.1 に示した「計測断面 4」である。

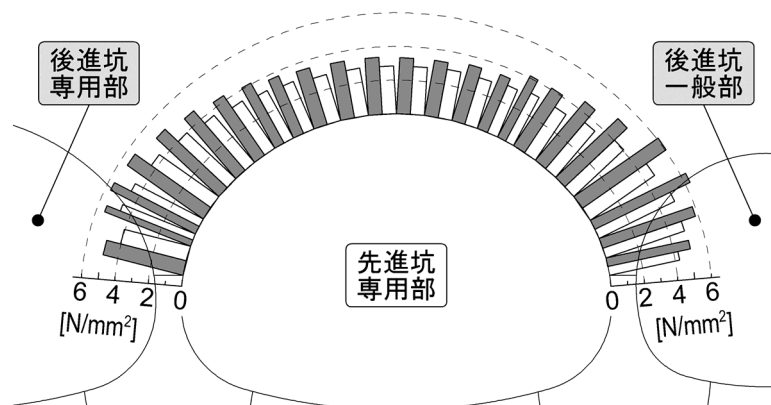
従来手法の解析と比べて、吹付けコンクリートに発生する応力は全体的に 20%程度小さくなっている。逆に、鋼製支保工の縁応力は、10~30%程度小さくなっている。

吹付けコンクリートの材齢による弾性係数の増加を考慮することにより、掘削が進むに連れて、吹付けコンクリートの荷重負担率が大きくなっていき、逆に鋼製支保工の負担率が小さくなったためである。なお、トンネル掘削進行が遅くなるほど、見かけ上、吹付け

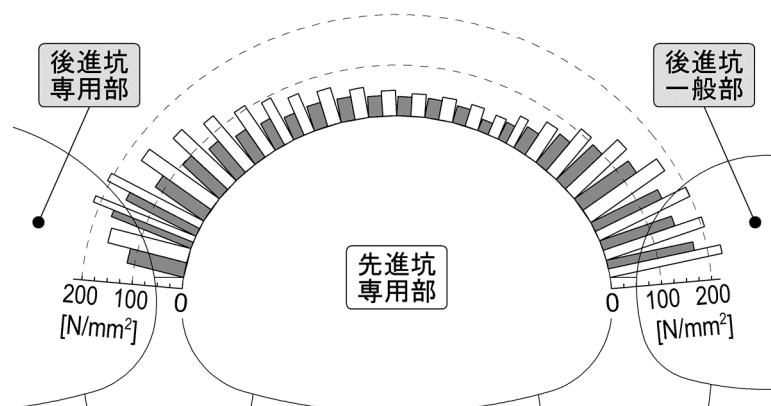
コンクリートの弾性係数の増加が早くなるので、吹付けコンクリート応力は増大すると考えられる。



① 吹付けコンクリート応力



② 鋼製支保工縁応力[トンネル内空側]



③ 鋼製支保工縁応力[地山側]

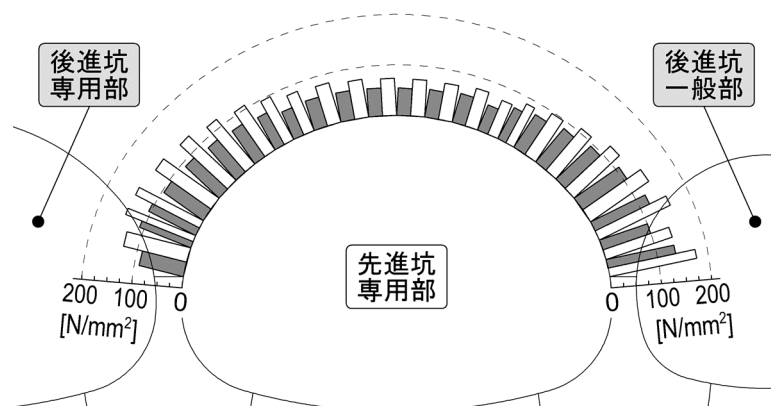


図 5.17 先進坑専用部の支保応力比較

5.7.3 支保と地山間の滑りを考慮した解析

(1) 概説

都市部山岳工法トンネルが対象とする地山条件では，周辺地山の変形係数は，弱材齢時の吹付けコンクリートに対して 1/10 程度，硬化した吹付けコンクリートに対しては 1/100 程度であることが多く，支保と地山との境界面において大きく剛性が変化している．このような剛性が急激に変化する境界面では，支保と地山の変位が不連続になりやすく，滑りが発生する可能性がある．さらに，めがねトンネルのように非常に複雑な施工手順となる場合，滑りが発生する可能性は高くなると想定される．したがって，支保に発生する応力を正確に評価するためには，このような現象を再現できる解析を実施する必要がある．

(2) Interface 要素

図 5.18 に，Interface 要素の設置位置の模式図を示す．吹付けコンクリートをモデル化したソリッド要素と，地山をモデル化したソリッド要素を分離し，その境界面に Interface 要素を挿入する．ただし，Interface 要素は，解析の収束性を考慮して上半のみに配置することとした．

図 5.19 に，Interface 要素の応力－変位関係を示す．法線方向は，圧縮のみ抵抗し，引張には抵抗しないことで，支保と地山の剥離を再現する．せん断方向は，最大摩擦力以上には抵抗しないことで滑りを再現する．

Interface 要素の法線方向剛性 k_n およびせん断方向剛性 k_s は，妥当な解析精度を確保するために，境界面における法線方向の見かけの剛性 E_{eq} を 10 倍して算出した⁶⁾．

$$E_{eq} = \max \left[\left(K + \frac{4}{3} G \right) / \Delta z_{min} \right] \quad (5.3)$$

$$k_n = k_s = E_{eq} \times 10 \quad (5.4)$$

ここに， K : 吹付けコンクリートの体積弾性係数

G : 吹付けコンクリートのせん断弾性係数

Δz_{min} : 境界面に対して法線方向の最小要素幅

(図 5.18 参照)

最大摩擦力を算出するために必要な摩擦係数 μ_s は，「道路土工－擁壁工指針」⁷⁾を参考にして，0.6 と設定した．なお，比較ケースとして摩擦係数が 0.3 の場合の解析も実施し，摩擦係数の違いが支保応力に及ぼす影響についても検討した．

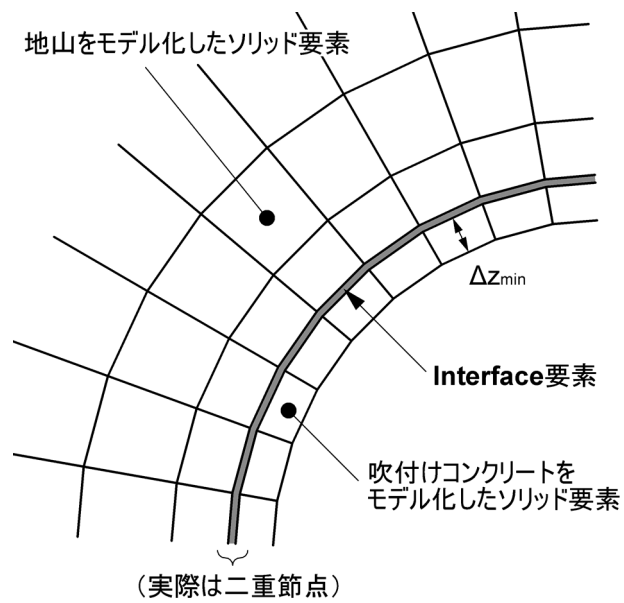
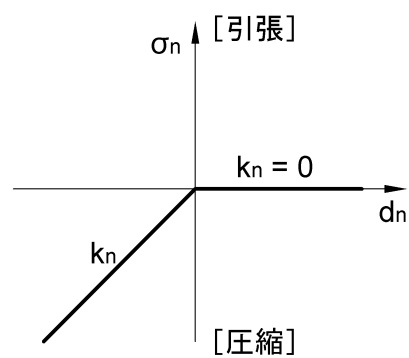


図 5.18 Interface 要素の設置位置の模式図

① 法線方向



② せん断方向[法線方向圧縮時]

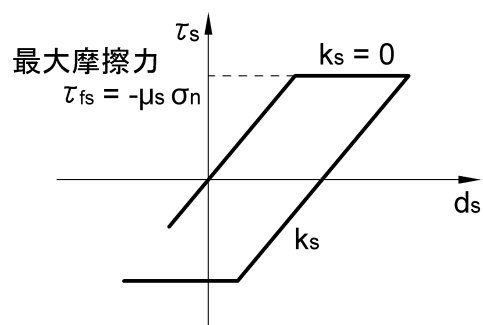


図 5.19 Interface 要素の応力－変位関係

(3) 発生する支保応力の特徴

図 5.20 に、先進坑専用部の吹付けコンクリート応力に関して、先進坑掘削時と後進坑掘削完了時の比較を示す。ただし、吹付けコンクリートの弾性係数は、従来手法を用いた予測解析と同様に、弱材齢時の値で一定とした（専用部： 6kN/mm^2 ，一般部： 4kN/mm^2 ）。また、対象断面は、図 5.1 に示した「計測断面 4」である。従来手法（図 5.14 参照）と比較すると、支保と地山間の滑りおよび剥離を考慮することにより、先進坑掘削時と後進坑掘削完了時の応力の差異が大きくなっている。特に天端部では、従来手法では後進坑掘削に伴う増分応力が非常に小さかったのに対して、本解析では、脚部付近と同じ割合で増分応力が発生していることが特徴的である。このような差異が生じる原因を次項にて分析する。

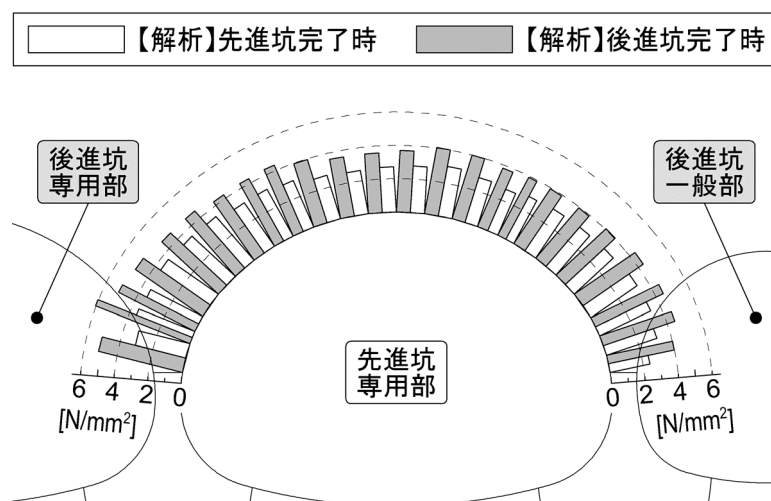


図 5.20 先進坑専用部の吹付けコンクリート応力（滑り考慮）

(4) 支保応力発生メカニズム

図 5.21 に、先進坑専用部の吹付けコンクリート応力に関して、従来手法を用いた解析と支保と地山間の滑りおよび剥離を考慮した解析との比較を示す。吹付けコンクリート応力は、各坑完了時における絶対値である。一方、併記した滑り量は、各坑完了時における 1mm 以上の滑り量である。なお、剥離は全ての掘削過程において発生しなかった。

先進坑掘削時には、従来手法に比べて、吹付けコンクリートに発生する応力は、肩部から脚部にかけて小さくなっている。特に、右肩部において支保と地山間の滑りが大きく発生しているために、肩部から下の右脚部での応力減少が顕著となっている。したがって、滑りを考慮した解析における先進坑掘削完了時は、滑りの発生に伴って支保が負担できなくなった掘削荷重を、周辺地山が余分に負担していると状態であると考えられる。このような状態で後進坑を掘削すると、余分な荷重を負担している地山を掘削することになるた

め，滑りを考慮していない従来手法の解析よりも後進坑掘削に伴う荷重は大きくなると推定される．したがって，滑りを考慮した場合の吹付けコンクリート応力は，従来手法よりも後進坑掘削に伴う応力増分が大きくなると考えられるために，後進坑掘削完了時には従来手法とほぼ同程度の応力にまで増加している．ただし，トンネル右側において，天端から脚部まで広範囲に滑りが発生していることにより，天端から脚部にかけて応力が増大する傾向が薄れ，見かけ上等方に近い荷重が作用したような応力分布となっている．その結果，天端部では，従来手法の解析よりも大きな値となっている．このように，支保と地山間の滑りを考慮することにより，後進坑掘削時に支保応力が増大する解析結果となったのは，従来手法と比べて，先進坑掘削完了時の支保応力は減少するが，後進坑掘削完了時の支保応力は同程度であることから，見かけ上，先進坑完了時と後進坑完了時の応力の差異が大きくなったことが原因である．

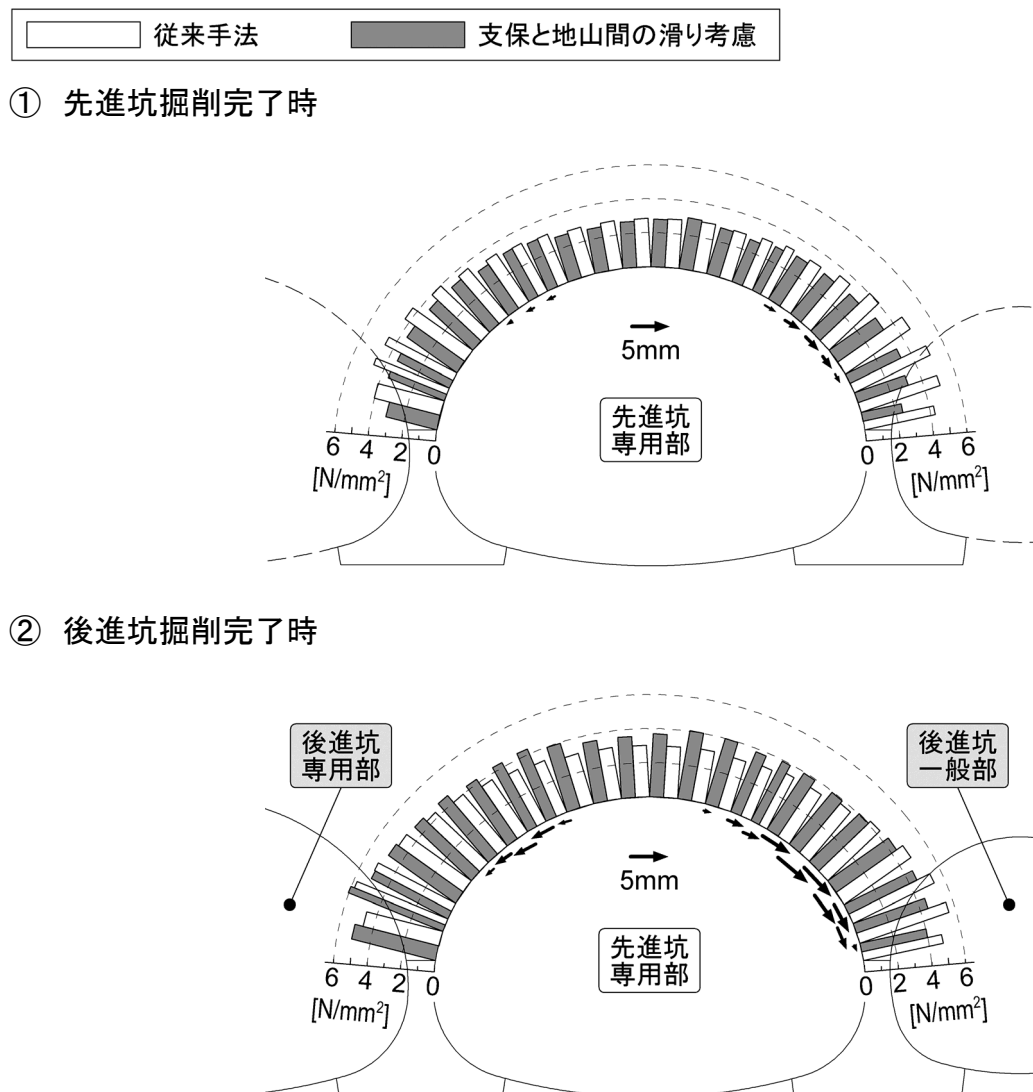


図 5.21 先進坑専用部の吹付けコンクリート応力および滑り量

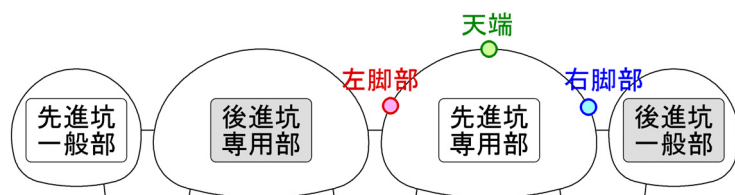
図 5.22 に、先進坑専用部における脚部および天端の吹付けコンクリート応力の経時的な変化を示す。まず、上段の経時変化図は、支保と地山間の滑り考慮の有無による差異を示している。先進坑掘削時（区間 A）には、滑りを考慮することにより、脚部応力が小さくなっているのと同時に、支保設置直後の応力の増加勾配が緩和されていることが分かる。吹付けコンクリート応力は、先進坑の進行に伴って一旦収束傾向を示すが、本坑の右に位置する後進坑一般部の到達前（区間 B）から再度増加している。ただし、滑りを考慮した場合の方が従来手法よりも比較的早い時期から応力が増大する傾向がある。本トンネルの右に位置する後進坑一般部の到達前後（区間 B）において、左脚部の応力に着目すると、滑りを考慮しない場合、応力の変化がほとんどないのに対して、滑りを考慮することによって、本トンネルの右に位置する後進坑一般部の掘削の影響が、右脚部だけでなく天端、さらには天端を超えて左脚部にまで及んで、応力が増大している。また、応力の増加量は、右脚部、天端、左脚部の順に小さくなっている。この現象は、図 5.21 に示したように、後進坑掘削時にトンネル右側において、天端から脚部まで広範囲に滑りが発生していることに起因すると考えられる。

本トンネルの左に位置する後進坑専用部の到達前後には（区間 C）、滑りの有無に関わらず、左脚部の応力のみが主に増加しており、掘削の影響は比較的限定されている。これは、図 5.21 に示したように、本トンネルの右側よりも左側の滑り量は小さく、範囲も狭いことが要因であると考えられる。最終的に、左脚部の応力は、後進坑掘削時に顕著に増加した結果、滑りを考慮しない場合と同等の応力度となっている。

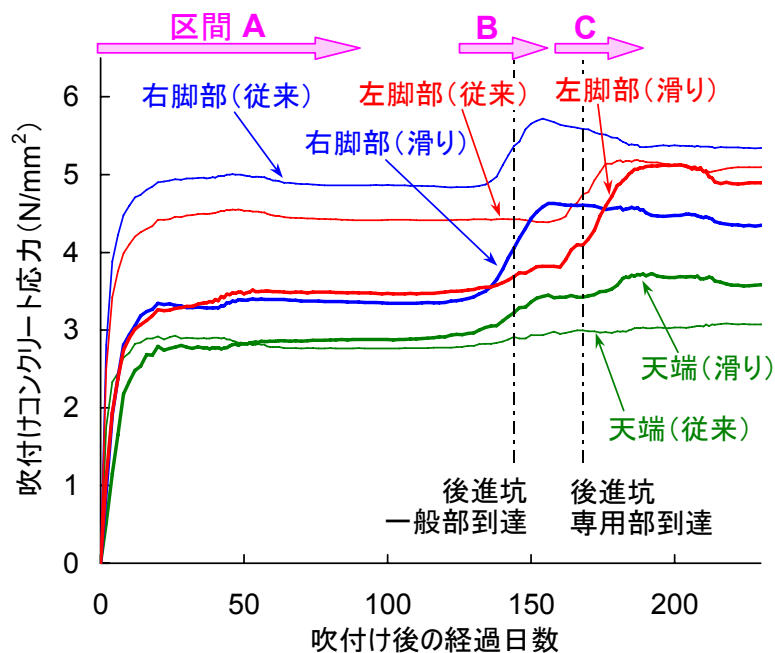
一方、図 5.22 の下段に示した吹付けコンクリート応力の経時変化図は、支保と地山間の境界面の摩擦係数（図 5.19 参照）の違いによる経時変化の比較を示している。先進坑掘削時には、摩擦係数が小さくなると、脚部応力はさらに小さくなり天端応力とほぼ同じ応力度になっている。後進坑の到達前後において、天端の応力増分は、摩擦係数が 0.6 と 0.3 の経時変化はほぼ同じとなっており、摩擦係数にはほとんど依存していない。一方、脚部の応力増分は摩擦係数が小さくなると大幅に減少し、天端の応力増分と同程度になっている。すなわち、摩擦係数が 0.3 の場合、掘削の全過程において、等方荷重が作用したような応力分布になるため、経時変化は部位によらず、ほぼ同じになっている。

支保と地山間の境界面の摩擦係数が小さくなればなるほど、先進坑掘削時には、先進坑支保が負担する荷重が減少し、地山が負担する荷重が増大すると想定される。後進坑は先進坑掘削に伴って応力が増大した地山を掘削することになるため、後進坑掘削に伴って発生する荷重は、先進坑掘削の条件に大きく依存し、摩擦係数が小さいほど大きくなる。しかし、この後進坑掘削時の荷重が支保と地山に負担される比率も、摩擦係数に大きく依存しており、摩擦係数が小さいほど地山の負担分が増え、支保応力の増加が抑制されることとなる。つまり、摩擦係数が小さいほど後進坑掘削時に支保に大きな応力増分が発生する

わけではなく，適切な摩擦係数を設定しないと，先進坑掘削完了時と後進坑掘削完了時との支保応力の差異は生じないと考えられる．



① 滑りの有無による差異



② 摩擦係数による差異

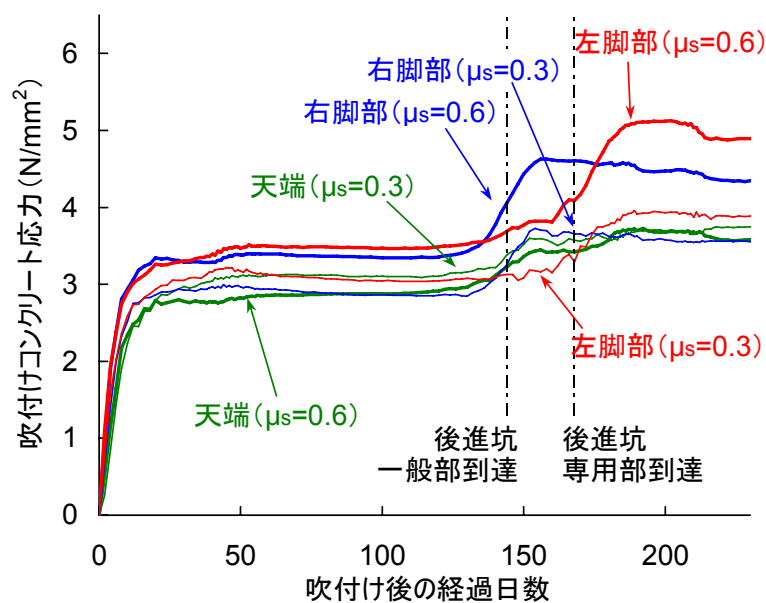


図 5.22 先進坑専用部の吹付けコンクリート応力の経時変化

5.7.4 吹付けコンクリートの剛性変化および支保-地山間の滑りを考慮した解析

(1) 概説

吹付けコンクリートの材齢による弾性係数の変化と、支保と地山間の滑りの両方を考慮した事後解析を実施し、計測結果の再現性向上の度合いを確認する。

(2) 解析と計測結果の比較

a) 先進坑

図 5.23 に、先進坑の支保部材の応力分布および後進坑掘削時までの 1mm 以上の滑りを生じた範囲を示す。先進坑掘削時において、吹付けコンクリート応力および鋼製支保工応力の両方とも、解析結果と計測結果はほぼ同じ応力となっている。吹付けコンクリート応力は、支保と地山間に滑りが発生していることにより、地山の荷重負担比率が増加し低減されると想定されるが、材齢による弾性係数の変化を考慮することにより、吹付けコンクリートの掘削荷重の負担比率が増加したため、天端応力は、従来手法の予測解析（図 5.14 参照）よりも大きく、脚部応力は同等になっている。一方、鋼製支保工応力は、従来手法よりも全体的に低減されている。

後進坑完了時の専用部吹付けコンクリート応力は、計測結果を従来手法よりも精度よく再現できている。ただし、右肩部の応力については、計測値が他の測点と異なりほとんど増大していないため、解析値と整合していない。このように応力が大幅に増加するのは、吹付けコンクリートの材齢による弾性係数の変化により、後進坑掘削に伴う荷重のうち、先進坑吹付けコンクリートの負担割合が増大したことに加えて、支保と地山間の滑りによって、後進坑掘削に伴う荷重自体が大きくなったためと考えられる。

鋼製支保工応力は、吹付けコンクリート応力と比べると、後進坑掘削時の応力増加率は小さくなっているが、計測結果においても同様な応力増加率の傾向となっている。このように、後進坑掘削に伴う鋼製支保工と吹付けコンクリートの応力増加率が異なるのは、後進坑掘削時には、先進坑の吹付けコンクリートは十分に硬化しているため、鋼製支保工よりも吹付けコンクリートが負担する掘削荷重比率が大きいことに起因する。その結果、従来手法では、特に一般部の右肩部の鋼製支保工応力を過大に評価する傾向があったが、新たに実施した解析ではこれらの点が改善され、計測結果の再現性が向上している。

b) 後進坑

図 5.24 に、後進坑の支保部材の応力分布を示す。なお、一般部の左肩部のみに 1mm 程度の滑りが発生している。従来手法（図 5.15 参照）と比べると、吹付けコンクリートの剛性変化を考慮したことにより、滑りが生じていない専用部の吹付けコンクリート応力は顕著に大きくなっているのに対して、微小ではあるが滑りが生じている一般部の吹付けコンクリート応力に大きな差異は見られない。一般部のセンターピラー側の脚部および専用部

における吹付けコンクリート応力の計測値は，同一測点の鋼製支保工応力と比べると，剛性の違いを考慮しても非常に小さく，特異な発生応力となっている．そのため，解析値と計測値は整合していない．

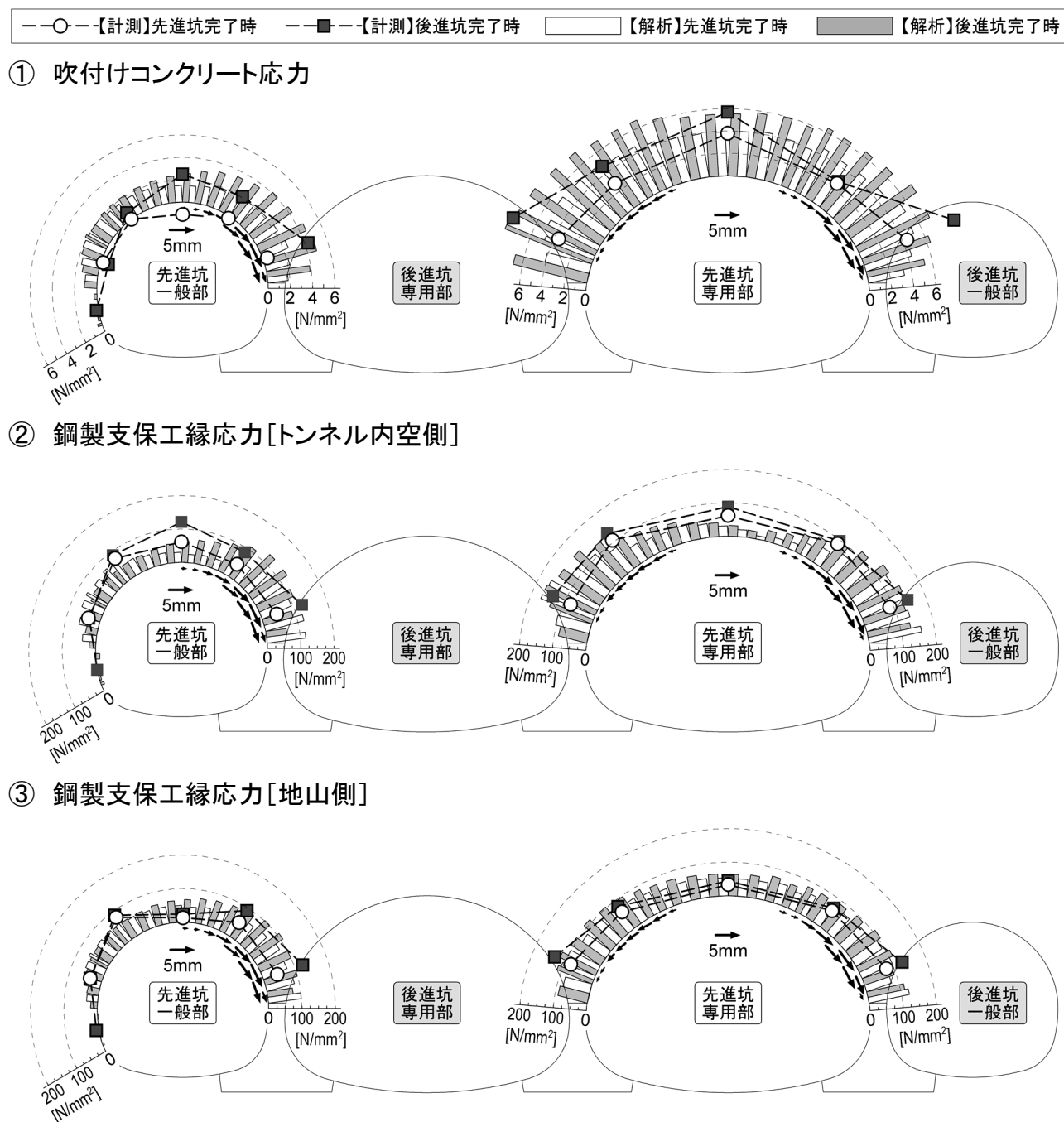


図 5.23 先進坑支保の応力分布(吹付けコンクリートの剛性変化および支保－地山間の滑りを考慮した解析と計測結果の比較)

一方，鋼製支保工応力については，従来手法よりも脚部の応力が低減され，計測結果と非常によく似た分布となっている．このように，鋼製支保工脚部の応力が減少したのは，吹付けコンクリートの材齢による弾性係数の変化により，吹付けコンクリートの掘削荷重の負担比率が増加したため，相対的に鋼製支保工の負担比率が減少したことが主要因である．

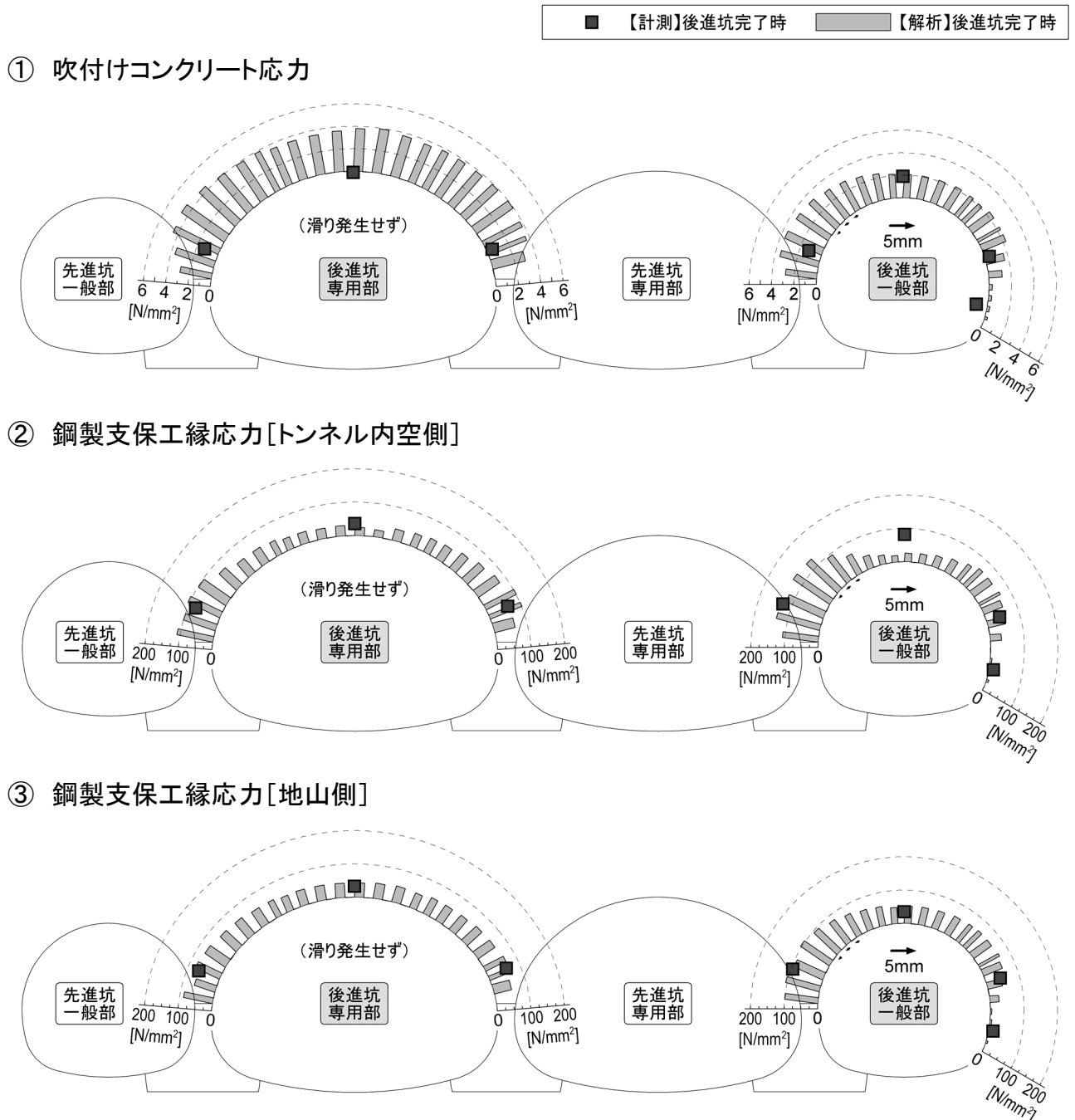


図 5.24 後進坑支保の応力分布(吹付けコンクリートの剛性変化および支保－地山間の滑りを考慮した解析と計測結果の比較)

5.7.5 まとめ

吹付けコンクリートの材齢による弾性係数の変化，および支保と地山間の境界面における滑りを考慮することにより，めがねトンネルという複雑な施工過程における支保応力の変化を妥当な精度で表現することが可能となった．

まず，吹付けコンクリートの材齢による弾性係数の変化を考慮することにより，支保部材を構成する吹付けコンクリートと鋼製支保工の掘削荷重の負担割合を適切に評価できるようになった．また，後進坑掘削時において，先進坑支保と後進坑支保の掘削荷重の負担割合も従来手法よりも改善できるようになった．

一方，支保と地山間の滑りを考慮することにより，掘削に伴う荷重を支保と地山が負担する比率を従来手法よりも改善できた．

今後，本論文で実施した解析手法の妥当性を高めるためには，実際の施工において，吹付けコンクリートと地山の境界面における滑りの有無および境界面の摩擦係数を確認する必要があると考えられる．

参考文献

- 1) 大塚勇, 青木智幸, 大町達夫, 伊藤洋: 長尺鏡止めボルトによる地表面沈下の抑制効果に関する解析的検討, 土木学会論文集 C, Vol.62, No.1, pp.151-156, 2006.
- 2) 剣持三平, 竹津英二, 青木智幸, 亀村勝美, 森田隆三郎: 膨張性地山トンネルの変形挙動に関する三次元解析, 第 33 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 審査付論文(2), pp.9-16, 2004.
- 3) 森正明, 中野将宏, 白川賢志, 大島基義, 小池真史: 住宅密集地における大断面浅層 4 連めがねトンネルの設計・施工, トンネル工学研究論文・報告集, Vol.17, pp.187-194, 2007.
- 4) 田口敬介, 水野希典, 足達康軌, 大島基義, 小池真史: 住宅密集地における大断面浅層 4 連めがねトンネルの計測管理: トンネル工学研究論文・報告集, Vol.18, pp.63-70, 2008.
- 5) 土木学会: コンクリート標準示方書 [設計編], pp.340-342, 2007.
- 6) Itasca Consulting Group, Inc.: Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions (FLAC^{3D} Version 2.1), Theory and Background, Section 3: Interfaces, pp.10-13, 2002.
- 7) 日本道路協会: 道路土工—擁壁工指針, pp.20-21, 1999.

第6章 センターピラーの形状に関する検討

6.1 概要

前章では，三次元逐次掘削解析において，吹付けコンクリートの剛性変化および支保と地山間の滑りを考慮することにより，後進坑掘削に象徴されるめがねトンネルにおける複雑な施工過程における支保応力を正確に再現することが可能となった．図 6.1 に示すように，センターピラーは，従来から言われている基礎としての機能に加えて，事前に設置された支保（以下，「先行支保」と称する）としての機能も有していると考えられる．すなわち，基礎の場合，掘削荷重はピラー下部地盤に均等に伝わるのに対して，先行支保の場合，掘削荷重は主としてピラー側壁に沿って伝わりとされる

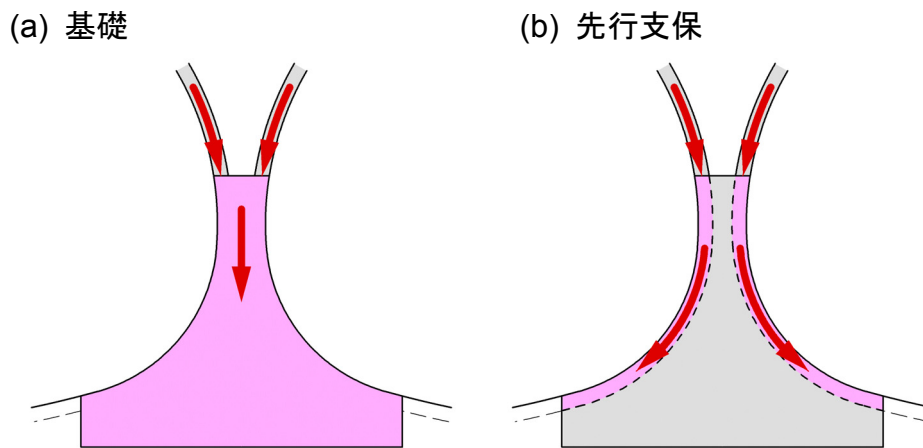


図 6.1 センターピラーの機能

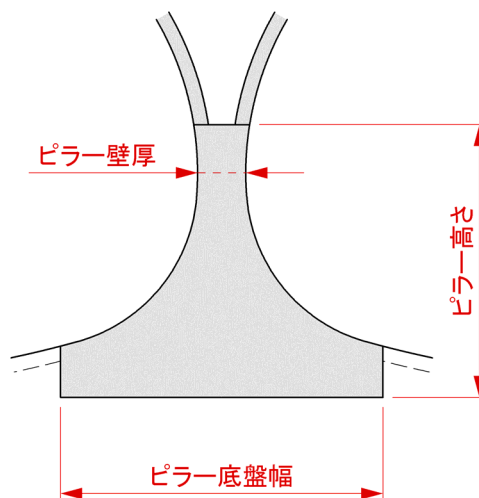


図 6.2 センターピラーの諸元

そこで本章では、前章で示した新たな解析手法を用いて、図 6.2 に示すようなセンターピラーの諸元（ピラー底盤幅・ピラー高さ・ピラー壁厚）について、解析的な比較検討を実施し、めがねトンネルにおけるセンターピラーの果たす機能や掘削時挙動のメカニズムを解明する。さらには、合理的かつ効果的なセンターピラーの形状についても検討する。

6.2 検討手法

6.2.1 模擬トンネル標準断面

図 6.3 に、本章で検討する模擬トンネルの標準断面図を示す。本坑は、標準的な 2 車線の道路トンネルとする。センターピラーは、小路トンネルにおけるピラー形状と類似した形状としている。ただし、ピラーの大きさは、ピラー底盤幅と本坑幅の比率が、小路トンネルにおける比率と同じになるように調整し、このピラー底盤幅 6.0m を最大の底盤幅としている。また、ピラー壁厚は、小路トンネルと同じ 1.0m とする。過去の施工実績に基づくセンターピラーの平均的な大きさ¹⁾と比較すると、ピラー底盤幅は大きく、ピラー壁厚は小さくなっている。なお、導坑は、このように決めたセンターピラーが収まる断面とした。

図 6.4 に、模擬トンネル（本坑）の支保パターン図を示す。本坑の支保パターンは、都市山岳工法トンネルを想定して、道路トンネルにおける標準的な DII パターンよりも 1 ランク上げた支保仕様としている。なお、鋼製支保工は、小路トンネルにおける実績を考慮して、本坑の上下半およびピラーコンクリートの側部に 1m ピッチで配置することとする。

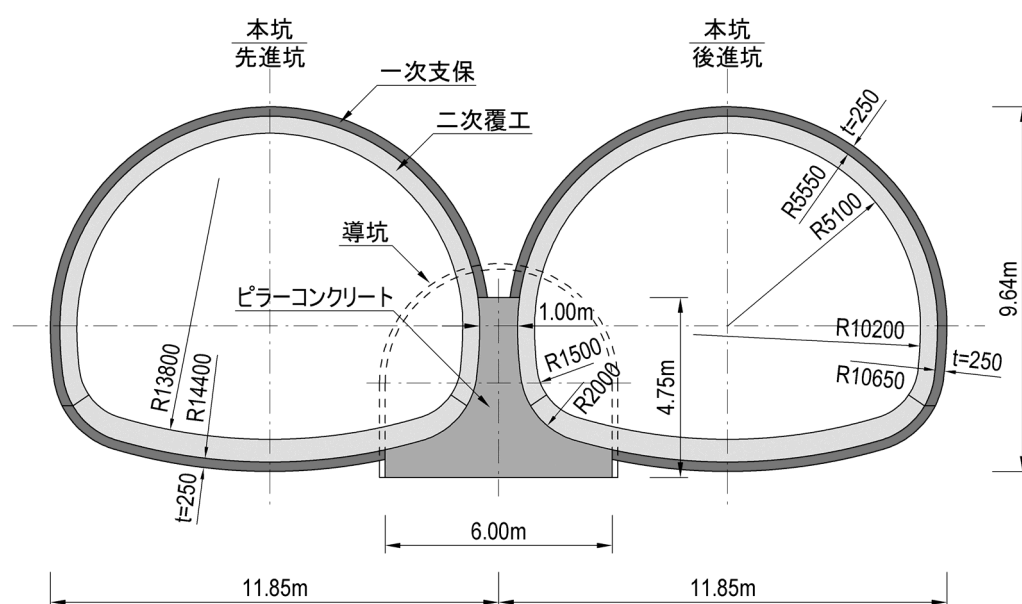


図 6.3 模擬トンネル標準断面

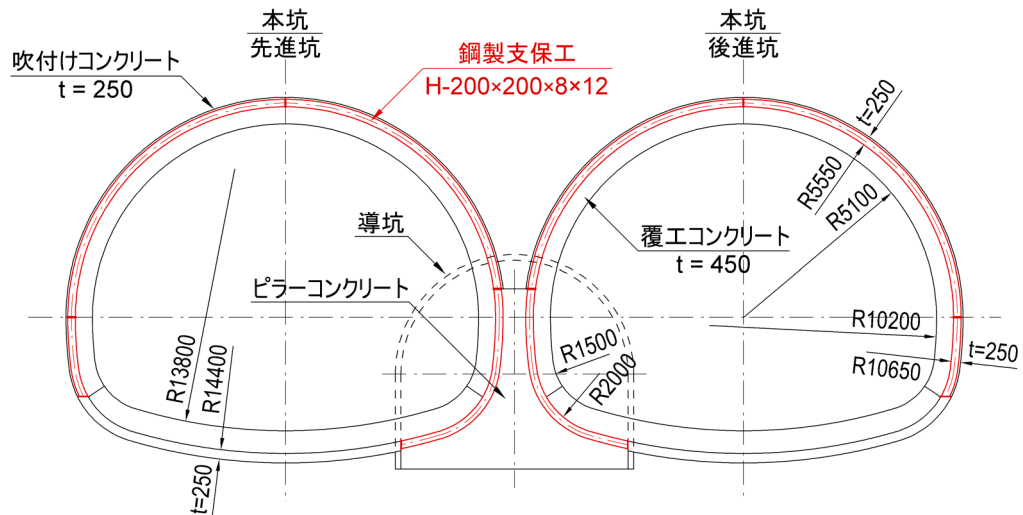


図 6.4 模擬トンネル支保パターン

6.2.2 検討ケース

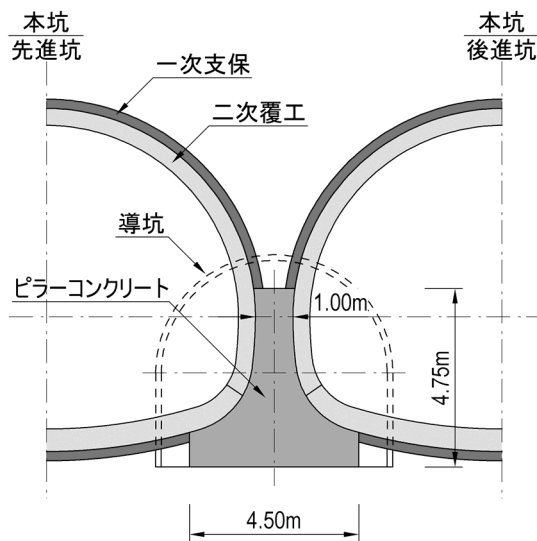
(1) ピラー底盤幅に関する検討

表 6.1 にピラー底盤幅に関する検討ケースを示す。ピラー底盤幅に関しては、図 6.3 に示した最大のピラー底盤幅 6.0m に対して、図 6.5 に示すように、1.5m 小さくしたピラー底盤幅 4.5m のケースと、1/2 にしたピラー底盤幅 3.0m のケースを検討することとする。ピラー壁厚については、1.0m で一定とする。土被りについては、単一のトンネル掘削幅 $D (= 11.6\text{m})$ を基準として、0.5D、1.0D および 2.0D の 3 種類を実施する。

表 6.1 ピラー底盤幅に関する検討ケース

ピラー形状			土被り
ピラー底盤幅	ピラー高さ	ピラー壁厚	
6.00m	4.75m	1.00m	0.5D (5.8m)
			1.0D (11.6m)
			2.0D (23.2m)
4.50m	4.75m	1.00m	0.5D (5.8m)
			1.0D (11.6m)
			2.0D (23.2m)
3.00m	4.75m	1.00m	0.5D (5.8m)
			1.0D (11.6m)
			2.0D (23.2m)

(a) ピラー底盤幅 4.50m



(b) ピラー底盤幅 3.00m

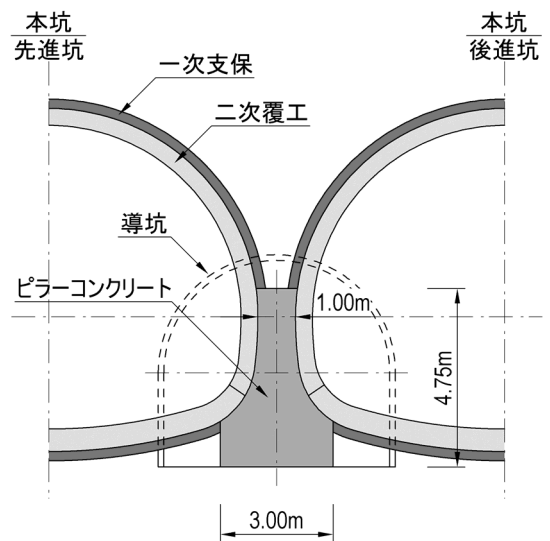


図 6.5 ピラー底盤幅の種類

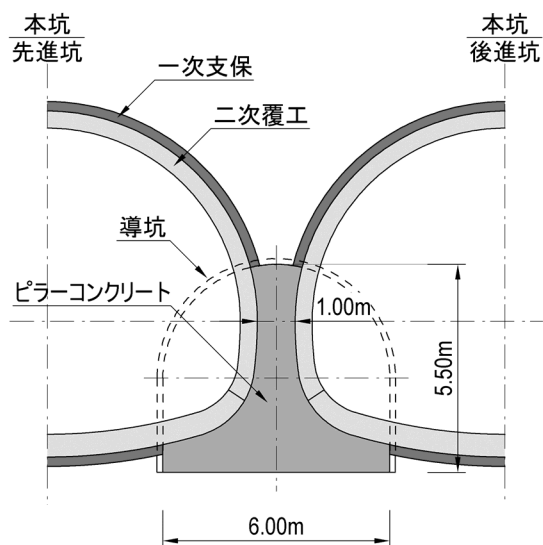
(2) ピラー高さに関する検討

表 6.2 にピラー高さに関する検討ケースを示す. ピラー高さに関しては, 6.0m と 4.5m の 2 種類のピラー底盤幅において, 図 6.7 に示すように, ピラー高さを 5.50m に高くしたケースと, ピラー高さを 4.00m に低くしたケースを検討することとする. ピラー壁厚については, 1.0m で一定とし, 土被りについては, 単一のトンネル掘削幅 $D (= 11.6\text{m})$ を基準として, $1.0D$ の場合のみを考慮する.

表 6.2 ピラー高さに関する検討ケース

ピラー形状			土被り
ピラー底盤幅	ピラー高さ	ピラー壁厚	
6.00m	5.50m	1.00m	1.0D (11.6m)
	4.75m		
	4.00m		
4.50m	5.50m	1.00m	1.0D (11.6m)
	4.75m		
	4.00m		

(a) ピラー高さ 5.50m



(b) ピラー底盤幅 4.00m

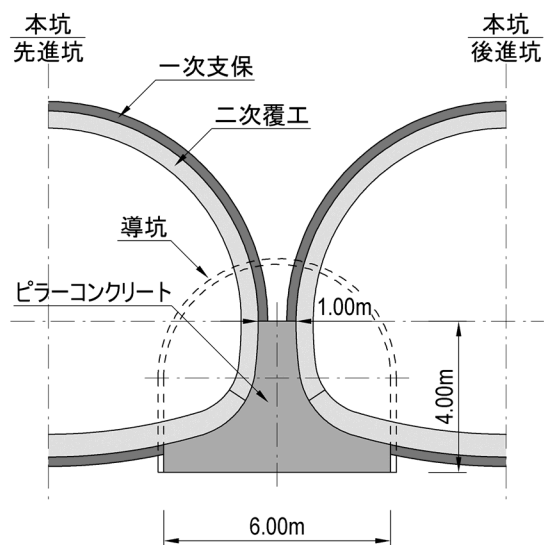
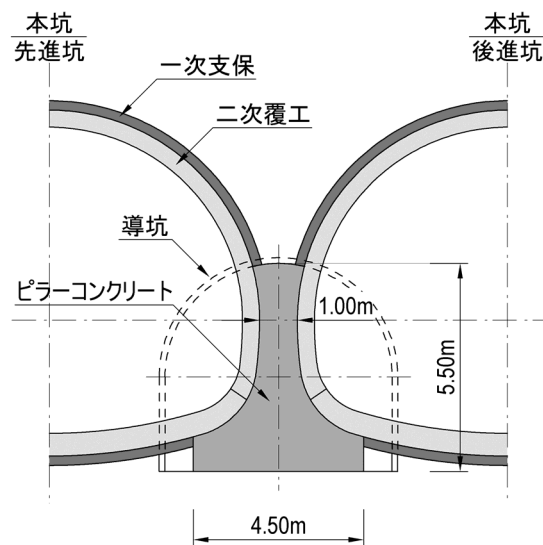


図 6.6 ピラー高さの種類(ピラー底盤幅 6.00m の場合)

(a) ピラー高さ 5.50m



(b) ピラー底盤幅 4.00m

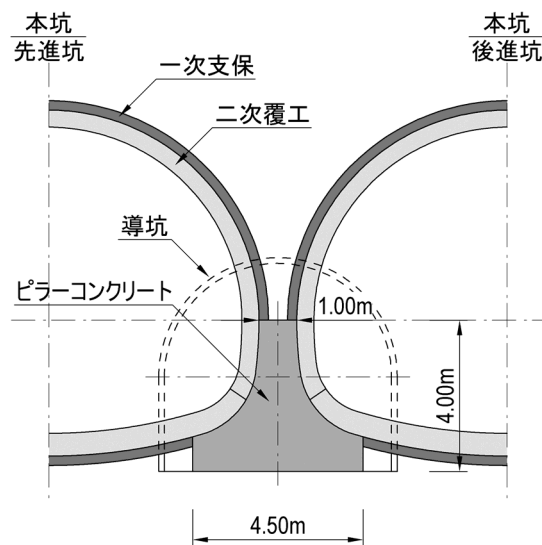


図 6.7 ピラー高さの種類(ピラー底盤幅 4.50m の場合)

(3) ピラー壁厚に関する検討

表 6.3 にピラー壁厚に関する検討ケースを示す。ピラー壁厚に関しては、図 6.8 に示すように、ピラー底盤幅を 6.0m、ピラー高さを 4.75m で固定して、ピラー壁厚を 1/2 の 0.50m とした。一次支保の吹付けコンクリート厚が 250mm であるため、先進坑と後進坑の吹付けコンクリート厚を足し合わせた厚さである。これ以上薄くなると支保耐力の面からピラー部が弱部となるので、一次支保とのバランスを考慮すると最も小さいピラー壁厚と考えられる。

表 6.3 ピラー壁厚に関する検討ケース

ピラー形状			土被り
ピラー 底盤幅	ピラー 高さ	ピラー 壁厚	
6.00m	4.75m	1.00m	1.0D (11.6m)
		0.50m	

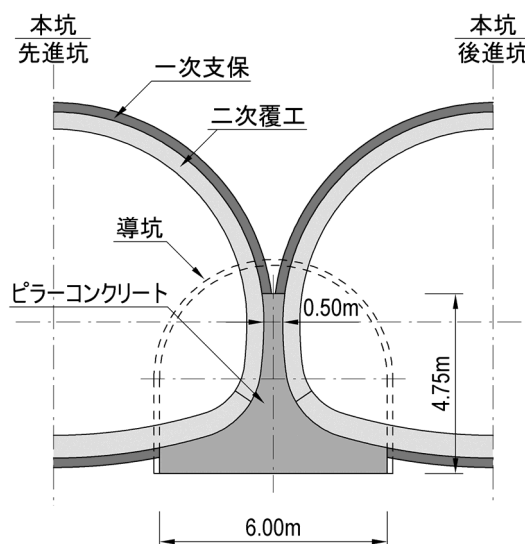


図 6.8 ピラー壁厚の種類

6.2.3 解析モデル

(1) 解析コード

FLAC3D version 3.1²⁾

(2) 解析ケース

表 6.4 に解析ケースをまとめる．総解析ケースは，14 ケースである．

表 6.4 解析ケース

ピラー形状			土被り		
ピラー 底盤幅	ピラー 高さ	ピラー 壁厚	0.5D (5.8m)	1.0D (11.6m)	2.0D (23.2m)
6.00m	5.50m	1.00m		○	
	4.75m	1.00m	○	○	○
		0.50m		○	
	4.00m	1.00m		○	
4.50m	5.50m	1.00m		○	
	4.75m	1.00m	○	○	○
	4.00m	1.00m		○	
3.00m	4.75m	1.00m	○	○	○

(3) 解析メッシュ

図 6.9 に解析メッシュの全景を示す．1 本のトンネル幅 D ($=11.6\text{m}$) を基準として，下方境界はトンネル下端から $1D$ ($=11.6\text{m}$) に，側方境界はトンネル側壁から $5D$ ($=58\text{m}$) に設けた．側方境界面の境界条件は，トンネル横断方向のみ固定とし，下方境界面の境界条件は全方向固定とする．一方，トンネル軸方向については，掘削進行方向に対して，検討対象区間（図 6.9 中の赤色部分）から後方に $8D$ ($=96\text{m}$) の掘削延長を確保し，前方には $5D$ ($=60\text{m}$) の掘削延長から，さらに $3.5D$ ($=40\text{m}$) の掘削をしない領域を確保している．したがって，各トンネルは 160m 掘削することとなる．なお，トンネル軸方向に直交する境界面の境界条件は，トンネル軸方向のみ固定とする．

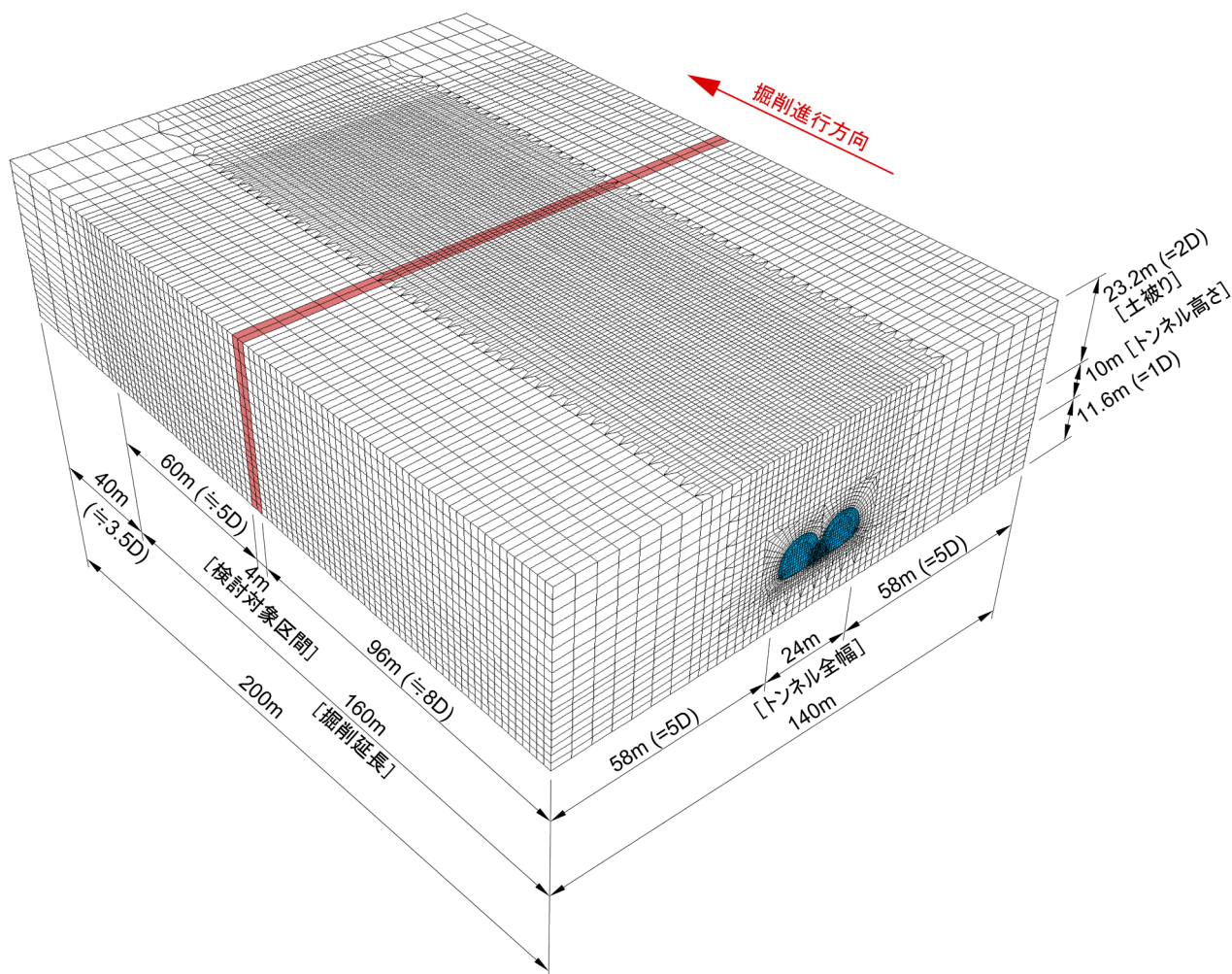


図 6.9 解析メッシュ全景(土被り 2.0D の場合)

(4) 地山モデル

地山はソリッド要素を用い、Mohr-Coulomb の破壊規準に基づく完全弾塑性モデルとする。地盤の物性値は、都市 NATM が対象とする標準的な地盤の物性値を採用することとした。

表 6.5 地盤の物性値

単位体積重量 (kN/m ³)	変形係数 (MPa)	ポアソン比	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)	初期側圧係数
20.0	800	0.4	100	30.0	0.5

(5) 支保モデル

導坑の支保部材は、吹付けコンクリートと鋼製支保工の軸剛性および曲げ剛性を考慮したシェル要素とする。軸剛性は、吹付けコンクリートの軸剛性と鋼製支保工の軸剛性を足

し合わせた。一方、曲げ剛性は、吹付けコンクリートの曲げ剛性を無視して、鋼製支保工の曲げ剛性と等価になるようにした。

本坑の支保部材は、吹付けコンクリートと鋼製支保工で構成され、吹付けコンクリートはソリッド要素、鋼製支保工はビーム要素でモデル化する。吹付けコンクリートについては、前章の「5.7.2 吹付けコンクリートの剛性変化を考慮した解析」と同様に、吹付け後の材齢に応じて弾性係数を逐次変化させることとする。センターピラーについては、コンクリートをソリッド要素、鋼製支保工をビーム要素でモデル化した。

表 6.6 支保部材の物性値

支保部材	要素 種別	弾性係数 (kN/m ²)	断面積 (m ²)	断面二次 モーメント (m ⁴)	ポアソン比	備 考
導坑 支保	シェル (合成)	9.26E+06	1.30E-01	—	—	$f_{ck} = 18\text{N/mm}^2$ H-125
本坑 吹付けコンクリート	ソリッド	4.00E+06	(t = 250mm)	—	0.2	$f_{ck} = 18\text{N/mm}^2$
本坑 鋼製支保工	ビーム	2.00E+08	6.35E-03	4.72E-05	—	H-200
ピラーコンクリート	ソリッド	2.80E+07	—	—	0.2	$f_{ck} = 30\text{N/mm}^2$
埋戻し材	ソリッド	7.50E+04	—	—	0.3	

(6) 支保と地山の境界面

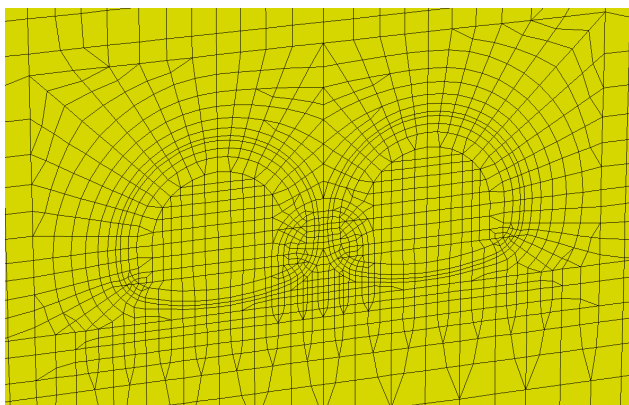
支保と地山の境界面には、Interface 要素を配置し、滑りや剥離を再現できるようにする。ただし、Interface 要素は、上半支保と地山の境界面のみに配置する。Interface 要素の物性値に関しては、前章の「5.7.3 支保と地山間の滑りを考慮した解析」と同様に考え、最大摩擦力を算出するために必要な摩擦係数 μ_s は、0.6 とする。

6.2.4 解析ステップ

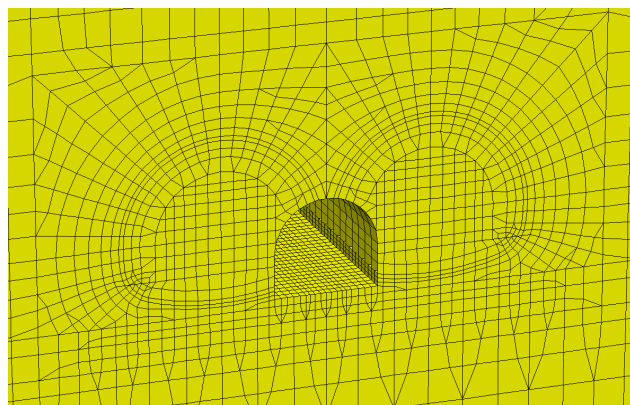
図 6.10 および図 6.11 に解析ステップを示す。導坑掘削後、導坑内にセンターピラーを構築し、後進坑側の空隙に流動化処理土を充填することとする。その後、本坑を掘削する際の上半と下半の離れや先進坑と後進坑の切羽離れは、互いに切羽の影響が及ぼさないように十分な離隔を確保することとした。吹付けコンクリートの材齢による弾性係数を算出するために必要な掘削進行は以下のとおりである。

- ①本坑上半掘削：1 日に 2m
- ②本坑下半掘削：1 日に 4m
- ③本坑インバート掘削：1 日に 8m

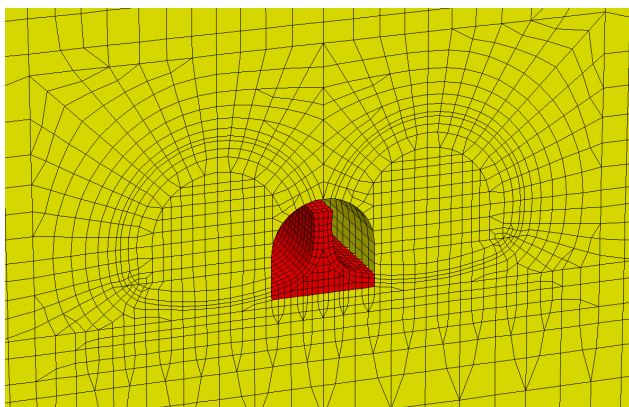
①初期応力解析



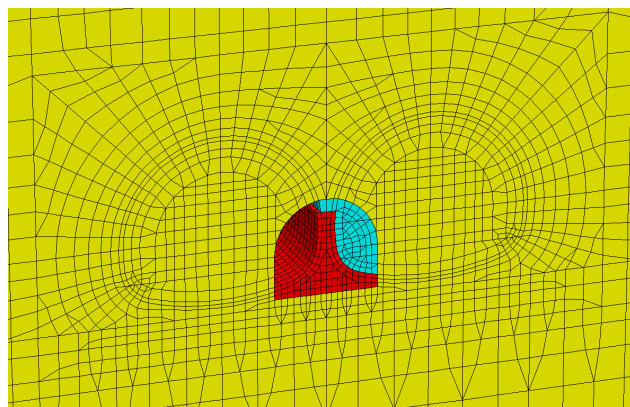
②導坑掘削(1m ごと)



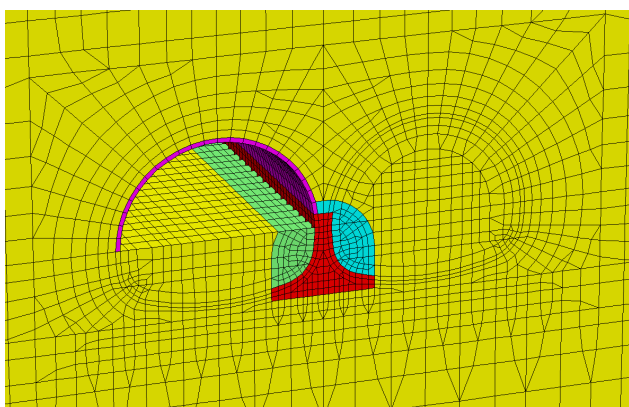
③センターピラー構築



④ピラー背面埋戻し



⑤先進坑上半掘削(1m ごと)



⑥先進坑下半掘削(2m ごと)

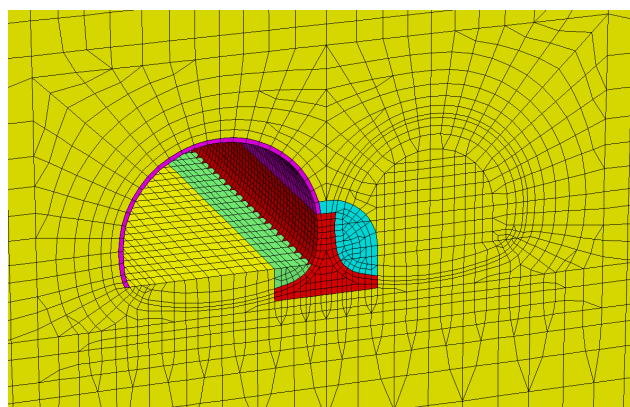
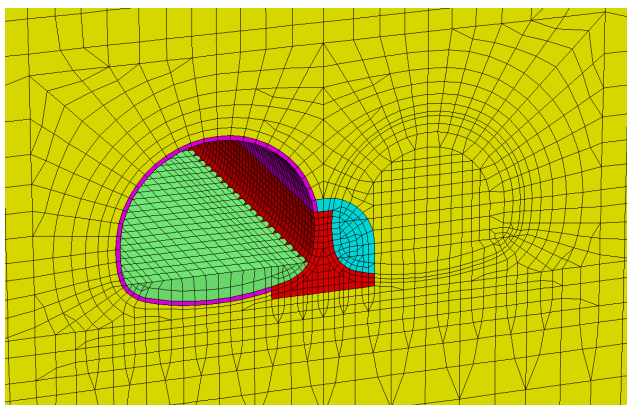
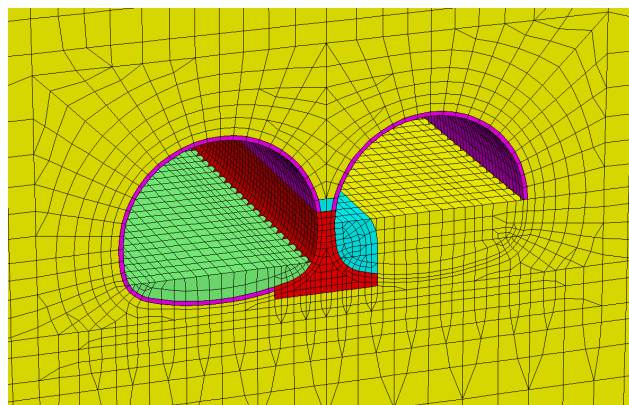


図 6.10 解析ステップ[1/2]

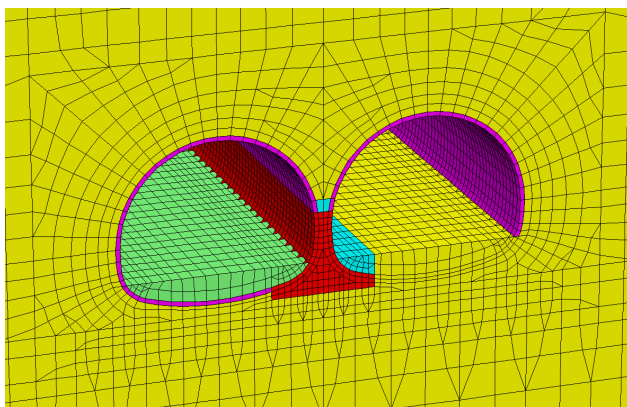
⑦先進坑インバート掘削(4m ごと)



⑧後進坑上半掘削(1m ごと)



⑨後進坑下半掘削(2m ごと)



⑩後進坑インバート掘削(4m ごと)

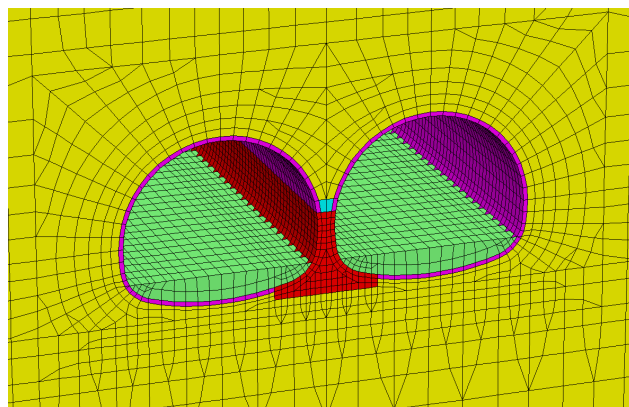


図 6.11 解析ステップ[2/2]

6.3 ピラー底盤幅に関する検討

6.3.1 ピラー回転角および沈下量

図 6.12 に、土被り 1D の場合におけるピラー回転角の経時的な変化を示す。先進坑上半掘削時には、切羽到達前の 3D 程度離れた位置から回転し始め、ピラー底盤幅が 6.0m の場合には時計周り（後進坑側）に回転している。一方、ピラー底盤幅が 3.0m の場合には反時計周り（先進坑側）に回転しており、ピラー底盤幅によって回転方向が正反対になっている。先進坑下半掘削時には、下半切羽到達前にはほとんど回転しておらず、切羽到達後、ピラー底盤幅に関係なく時計回り（後進坑側）に回転している。先進坑インバート掘削時には、インバート切羽到達後、ピラー底盤幅に関係なく反時計回り（先進坑側）に回転している。先進坑掘削時の回転は、大部分が上半掘削の影響で発生しており、下半およびインバート掘削の影響は、上半掘削に比べると小さくなっている。

後進坑上半掘削時には、切羽到達前の 3D 程度離れた位置から回転し始め、ピラー底盤幅に関係なく反時計周り（先進坑側）に回転している。ピラー底盤幅が小さいほど、回転角は小さくなっている。後進坑の下半掘削およびインバート掘削時には、ピラー底盤幅に関係なく時計周り（後進坑側）に回転しており、上半掘削時と反対に回転している。ただし、ピラー底盤幅が小さいほど回転角は大きくなっており、後進坑上半掘削時の傾向と異なっている。ピラー幅 3.0m の場合、上半掘削時における反時計回り（先進坑側）の回転角と、下半およびインバート掘削時における時計回り（後進坑側）の回転角が同程度であるため、後進坑掘削時の増分回転角は非常に小さくなっている。

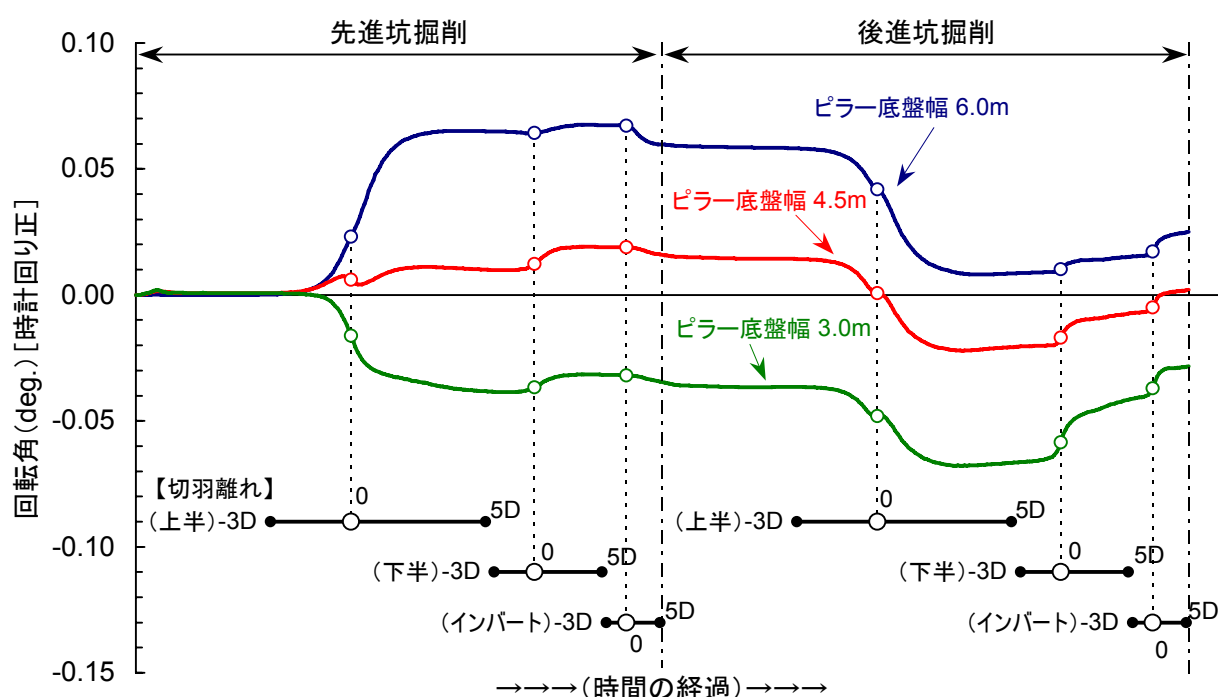


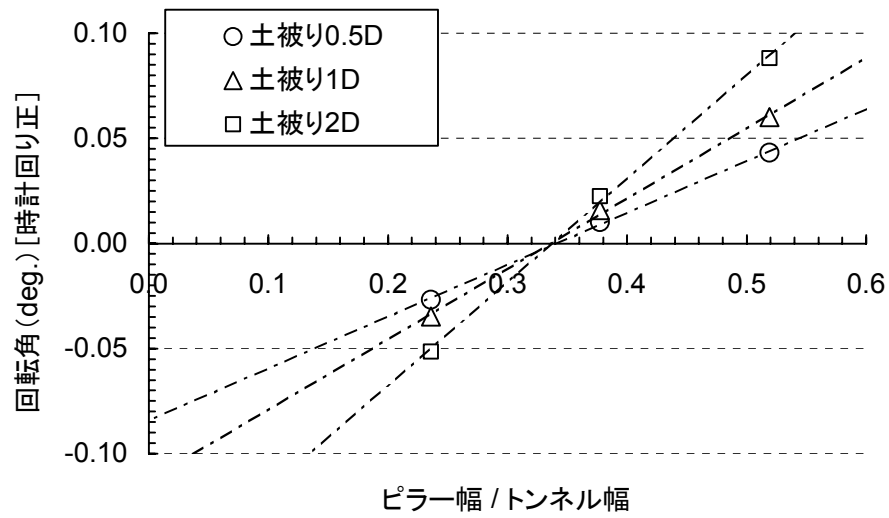
図 6.12 ピラー回転角の経時的変化(土被り 1.0D)

図 6.13 に、掘削段階ごとに整理したピラー底盤幅と回転角の関係を示す。横軸については、ピラー底盤幅をトンネル幅 $D (= 11.6)$ で除した無次元量を採用した。先進坑完了時には、トンネル幅に対するピラー底盤幅の比率が 0.34 程度の位置を境にして、ピラー底盤幅が小さいと反時計周り（先進坑側）に回転し、ピラー底盤幅が大きいと時計周り（後進坑側）に回転している。ピラー底盤幅によって、回転方向が異なるのにもかかわらず、トンネル幅に対するピラー底盤幅の比率と、回転角の関係は直線で近似できる。また、ピラー幅が同じ場合、土被りが大きくなるほど回転角の絶対値は大きくなる傾向がある。

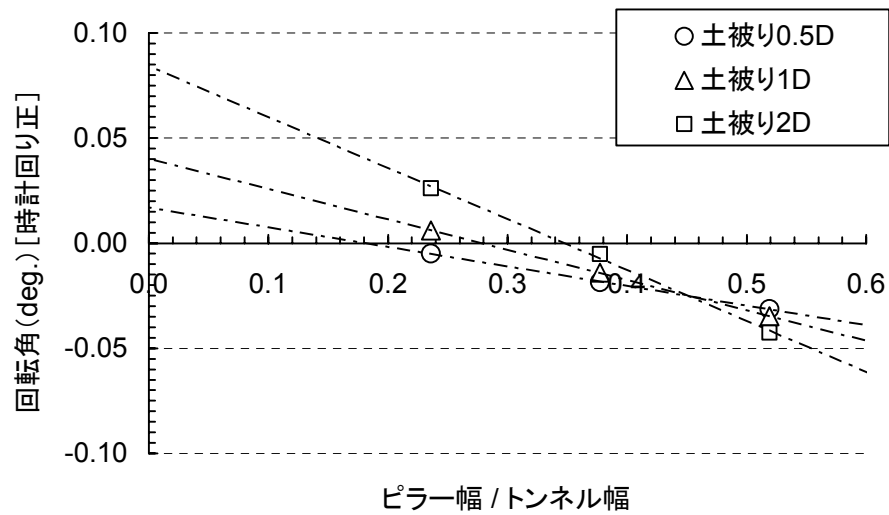
後進坑完了時の回転角から先進坑完了時の回転角を引いた後進坑掘削時の回転角増分については、全体的には先進坑掘削完了時と逆方向に回転をしており、ピラー底盤幅が小さいと時計周り（後進坑側）に回転し、ピラー底盤幅が大きいと反時計周り（先進坑側）に回転している。また、トンネル幅に対するピラー底盤幅の比率と、回転角増分の関係は直線で近似できるが、回転角が 0 となるピラー底盤幅は土被りによって異なっている。土被りが $2D$ の場合、先進坑掘削時と同様に、トンネル幅に対するピラー底盤幅の比率が 0.34 程度のとき、回転角がほぼ 0 になるが、土被りが小さくなるほど、回転角が 0 となる境界は小さくなっている。

先進坑掘削時と後進坑掘削時は、全体的には正反対の方向に回転するため、先進坑掘削時と後進坑掘削時の回転角の絶対値が同じであれば、後進坑完了時の回転角は 0 になる。しかしながら、後進坑完了時には、ピラー底盤幅が小さいと反時計周り（先進坑側）に回転し、ピラー底盤幅が大きいと時計周り（後進坑側）に回転した状態になっている。トンネル幅に対するピラー底盤幅の比率と回転角の関係を直線で近似したときの傾きは、先進坑掘削完了時よりも小さくなっているが、先進坑掘削時の傾向と同じになっている。したがって、ピラー底盤幅によっては、先進坑掘削時に回転した後、後進坑掘削において逆方向に戻りきれていないことが分かる。土被りが $2D$ の場合、トンネル幅に対するピラー底盤幅の比率が 0.33 程度のとき、後進坑完了時の回転角が 0 になると推定される。しかし、この比率が 0.33 であれば、先進坑掘削完了時も回転角は非常に小さいと推定されるので、そもそも回転が発生しにくい底盤幅であると考えられる。一方、土被りが $2D$ より小さくなると、回転角が 0 になる比率は大きくなっている。すなわち、後進坑掘削完了時の回転角を 0 にするためには、土被りが小さくなるほど、ピラー底盤幅を大きくする必要があることになる。

(a) 先進坑完了時



(b) 後進坑掘削時増分



(c) 後進坑完了時

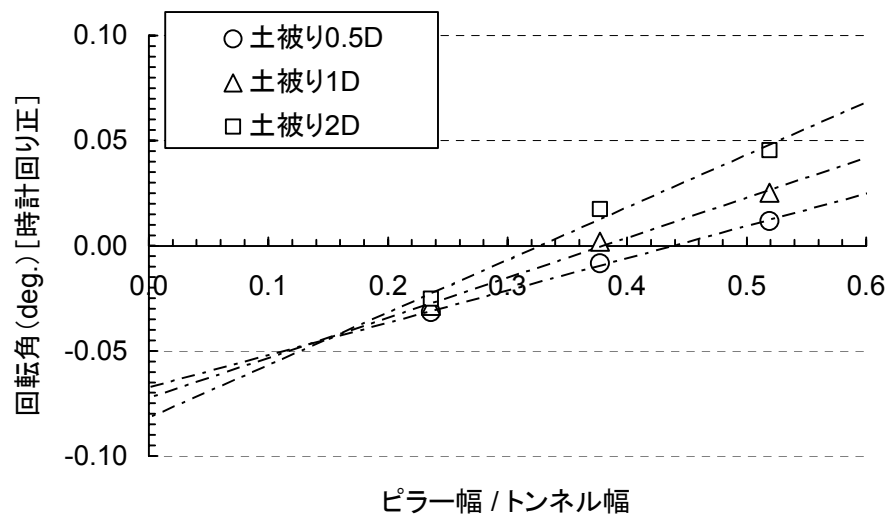


図 6.13 ピラー底盤幅と回転角の関係(掘削段階ごとに整理)

図 6.14 に、土被り 1D の場合におけるピラー天端中心の鉛直方向変位に関する経時的な変化を示す。全てのピラー底盤幅において、掘削が進行するにつれてピラーは沈下していく傾向があり、先進坑および後進坑の各上半掘削時に大きく沈下している。先進坑上半掘削時には、切羽到達前の 1.0D 程度離れた位置から沈下し始めているが、後進坑上半掘削時には、切羽到達前の 3.0D 程度離れた位置から沈下し始めている。これは、先進坑の上半切羽到達前にはピラー天端に支保は設置されていないが、後進坑の上半切羽到達前には先進坑の支保が既に設置されており、後進坑掘削の影響がトンネル前方に伝わりやすいためと考えられる。先進坑掘削時において、下半およびインバート掘削に伴う沈下はほとんど発生していないのに対して、後進坑掘削時には上半掘削時の 30%程度の沈下が発生している。先進坑掘削時のピラー沈下量と後進坑掘削時のピラー沈下量増分はほぼ同等であるが、後進坑掘削時の方が緩やかに沈下している。

図 6.15 に、土被り 1D の場合におけるピラー底盤幅と沈下量の関係を示す。横軸については、図 6.13 と同様にピラー底盤幅をトンネル幅 $D (= 11.6)$ で除した無次元量を採用した。今回検討したピラー底盤幅の範囲では、ピラー底盤幅とピラー沈下量の関係は直線で近似できることが分かる。先進坑完了時および後進坑完了時の両方とも、ピラー底盤幅の無次元量が 2 倍になると、ピラー沈下量は $1/2$ 以下になるような関係となっており、ピラー底盤幅が大きくなると、ピラーの沈下が非常に小さくなる傾向となっている。

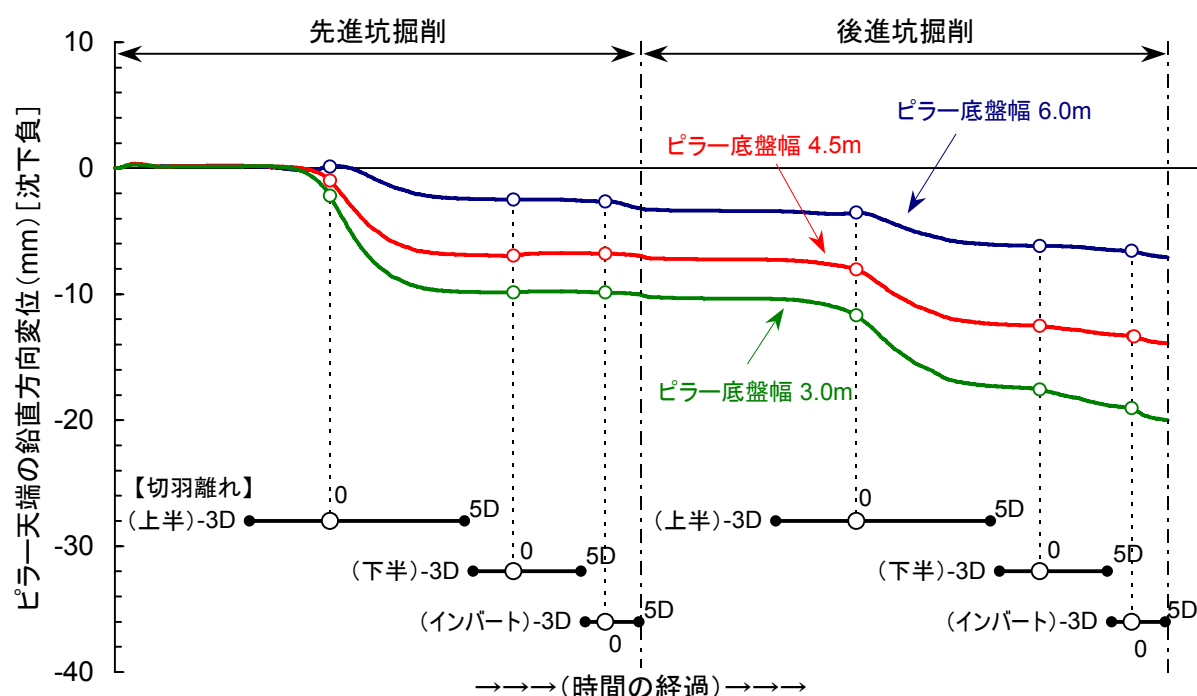


図 6.14 ピラー天端沈下量の経時的変化(土被り 1.0D)

ピラー下部の地盤反力係数が同じであれば、ピラー底盤幅が 2 倍になるとピラー沈下量は 1/2 となるはずであるが、解析結果では 1/2 以下となっており、純粋な基礎としては考えにくいほど小さくなっている。このような現象は、ピラー底盤幅が大きくなると、センターピラーが基礎以外の機能を有するようになることを示唆していると考えられる。

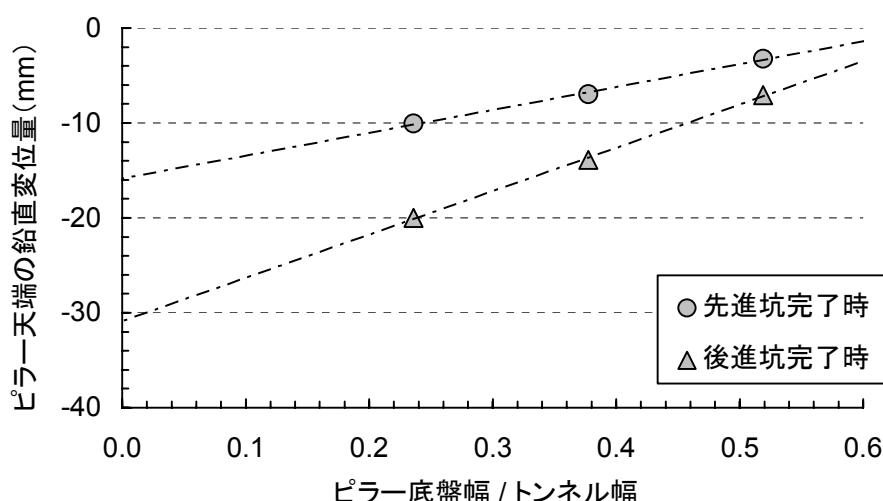


図 6.15 ピラー底盤幅とピラー沈下量の関係(土被り 1.0D)

6.3.2 支保応力

図 6.16～図 6.18 に、土被り 1.0D の場合の吹付けコンクリートおよびピラーコンクリートにおけるトンネル周方向応力の分布を示す。ピラー部の周方向応力は、ピラー底盤幅によって応力の分布傾向が異なるが、一次支保の吹付けコンクリート応力は、ピラー底盤幅に関係なく、同程度の応力が発生している。そこで、図 6.19 および図 6.20 に、ピラー部付近の周方向コンクリート応力の比較を示し、上半支保の応力がピラー部のトンネル壁面に沿ってどのように伝達していくかを検討することとする。

まず、先進坑掘削完了時について考察する。ピラー壁部の周方向応力は、直上の吹付けコンクリート応力と比較して、ピラー幅が 6.0m の場合は 40%程度増大しているのに対して、ピラー幅が 3.0m の場合はほとんど増大していない。また、ピラー幅が 6.0m の場合、後進坑側には引張応力が発生しているが、ピラー幅が小さくなるにつれて、引張応力は減少していき、ピラー幅が 3.0m の場合には引張応力はほとんど発生していない。つまり、ピラー壁部には、ピラー壁部の応力分布から判断すると、先進坑掘削時には、ピラー底盤幅が大きいほど後進坑側に凸となるような曲げモーメントが大きく発生していると考えられる。これは、図 6.12 に示したように、ピラー底盤幅が大きいほど、ピラーが後進坑側に回転する傾向が強くなることに起因すると考えられる。

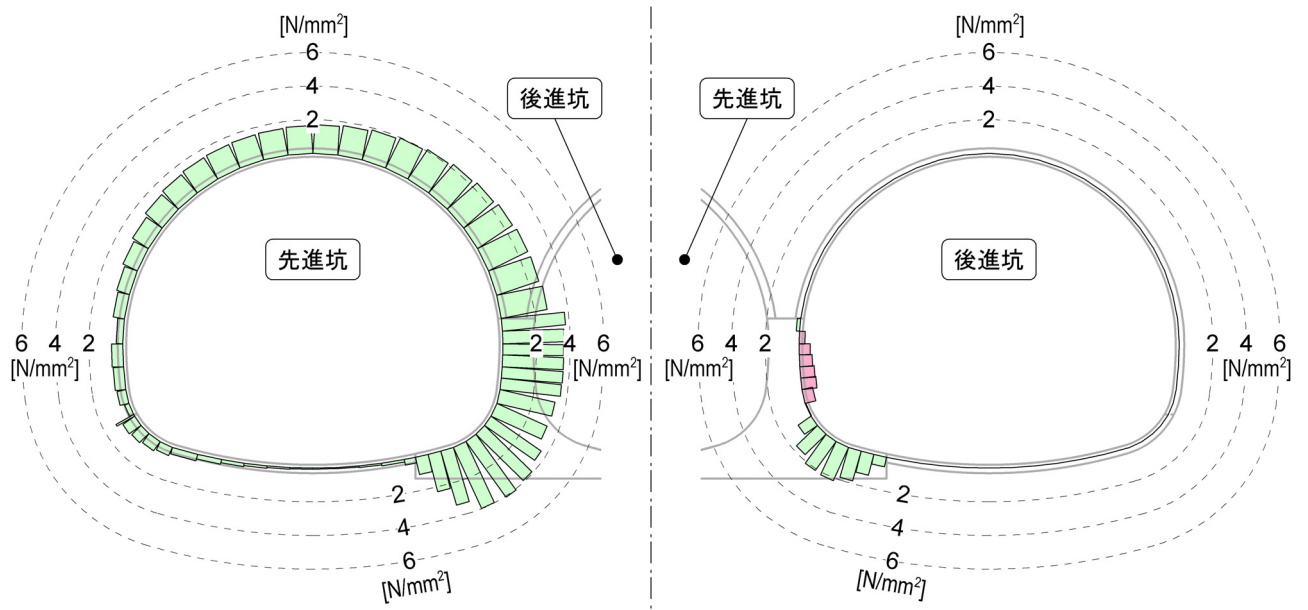
ピラー壁部からピラー底盤に向かってピラー幅が大きくなっていくため、先進坑側の圧縮応力は分散され減少していく。ピラー底盤幅が 6.0m の場合には、脚部に向かって応力は一旦減少していくが、インバートハンチ部において増加に転じている。インバートハンチ部の応力増大は、後進坑側にも見られる。一方、ピラー底盤幅が 4.5m および 3.0m の場合には、ピラー天端からピラー脚部に向かって、応力は単調に減少していく傾向があり、ピラー形状によって、応力の分布形状に差異が見られる。

後進坑掘削時において、ピラー壁部の周方向応力は、先進坑側と後進坑側の両坑ともに、一次支保脚部の吹付けコンクリート応力に比べて、ピラー底盤幅によらず 15%程度減少している。ピラー壁厚は 1m あり、先進坑と後進坑の一次支保の巻厚 250mm を合算した 500mm の 2 倍になっている。したがって、ピラー壁部に均等に応力が発生していれば、ピラー部の周方向応力は一次支保の応力に比べて 1/2 程度になると想定されるが、解析結果は先進坑および後進坑の壁面側に応力が集中して発生している。また、後進坑掘削に伴って、先進坑側の周方向応力は、後進坑側の周方向応力よりも 2 倍程度大きくなっている。このような差異が表れるのは、前章で提案した「吹付けコンクリートの材齢に伴う硬化」および「支保と地山間の滑りおよび剥離」を考慮したためである。

先進坑掘削時と同様に、ピラー壁部からピラー底盤に向かってピラー幅が大きくなっていくため、先進坑側の圧縮応力は分散され減少していく。ピラー底盤幅が 6.0m および 4.5m の場合には、脚部に向かって応力は一旦減少していくが、インバートハンチ部において増加に転じている。インバートハンチ部の応力増大は、後進坑側にも見られる。一方、ピラー底盤幅が 3.0m の場合には、ピラー天端からピラー脚部に向かって、応力は単調に減少していく傾向があり、後進坑側も同様の傾向となっている。

このように、ピラー底盤幅が大きくなるほど、掘削荷重がピラー側壁に沿って下部地盤伝わるような現象が卓越するようになり、先行支保としての機能が表れている。なお、インバートハンチ部に応力の増大が見られる現象の原因については、次々節で詳しく述べることとする。

(a) 先進坑掘削完了時



(b) 後進坑掘削完了時

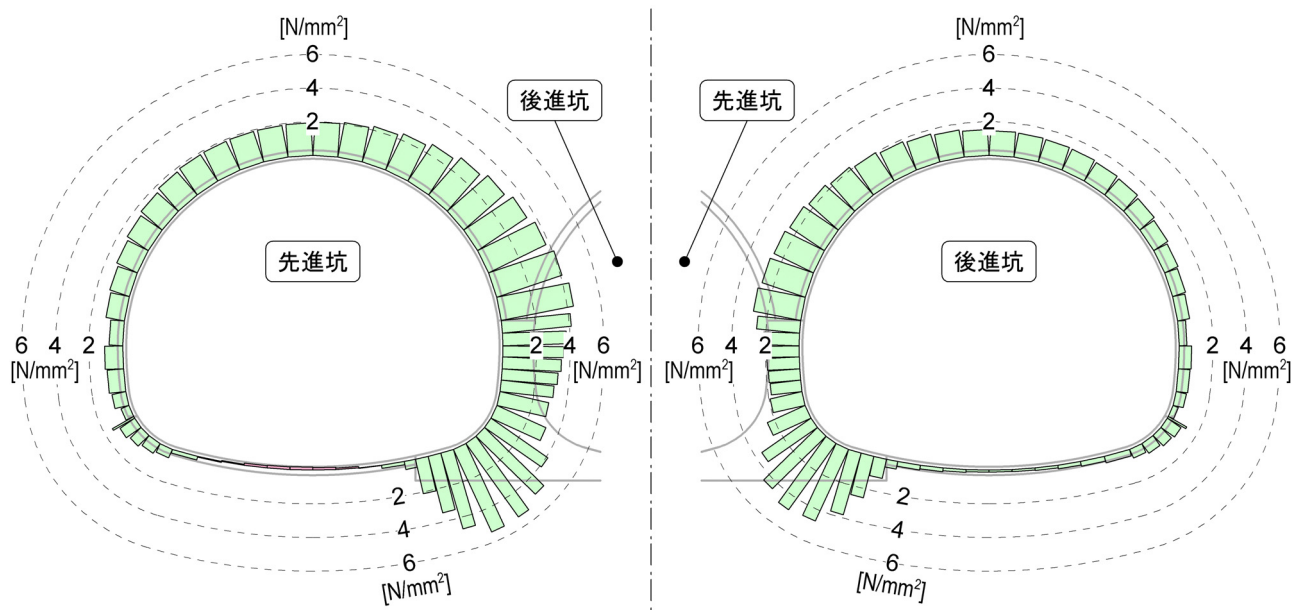
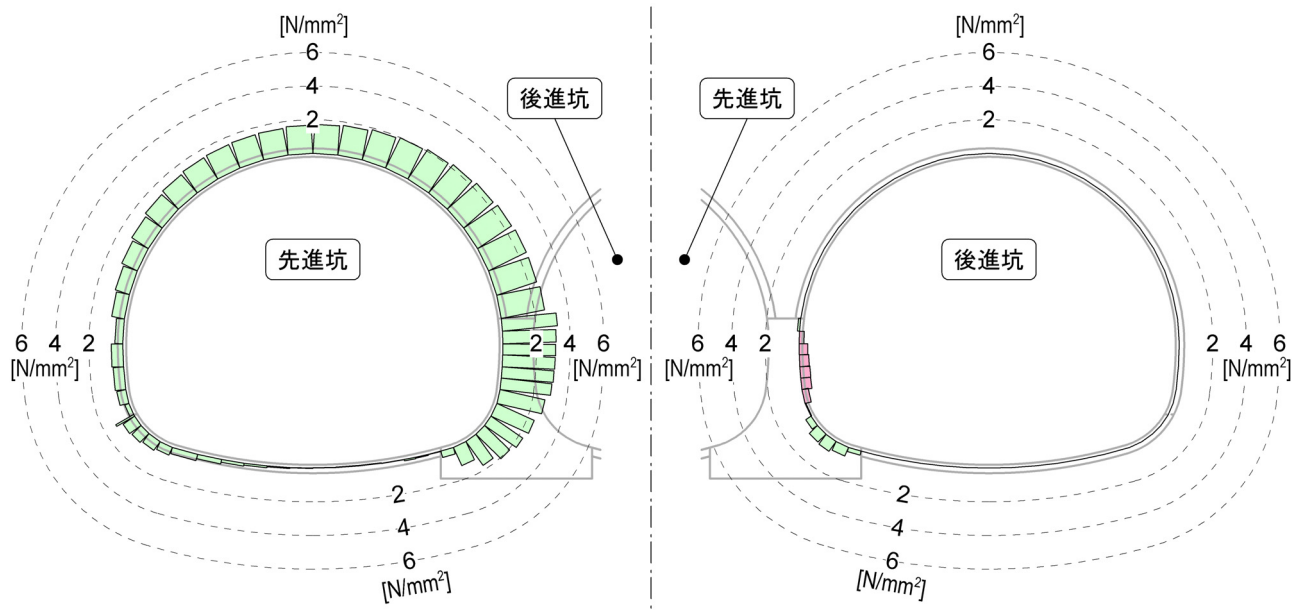


図 6.16 コンクリート周方向応力(土被り 1.0D, ピラー底盤幅 6.0m)

(a) 先進坑掘削完了時



(b) 後進坑掘削完了時

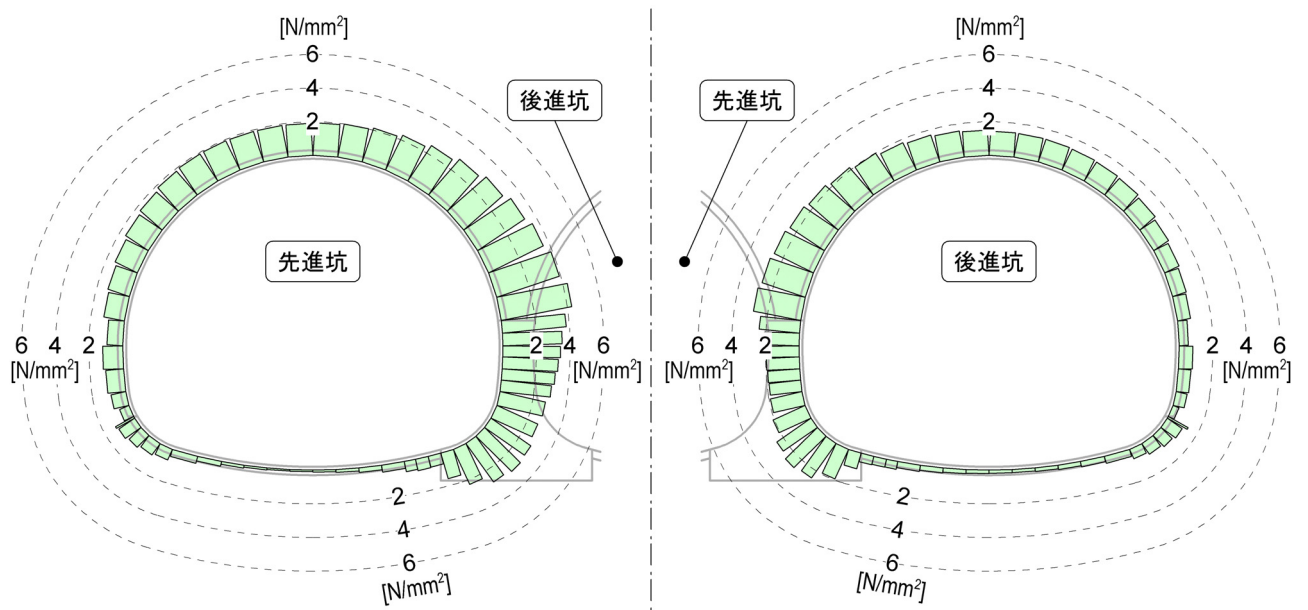
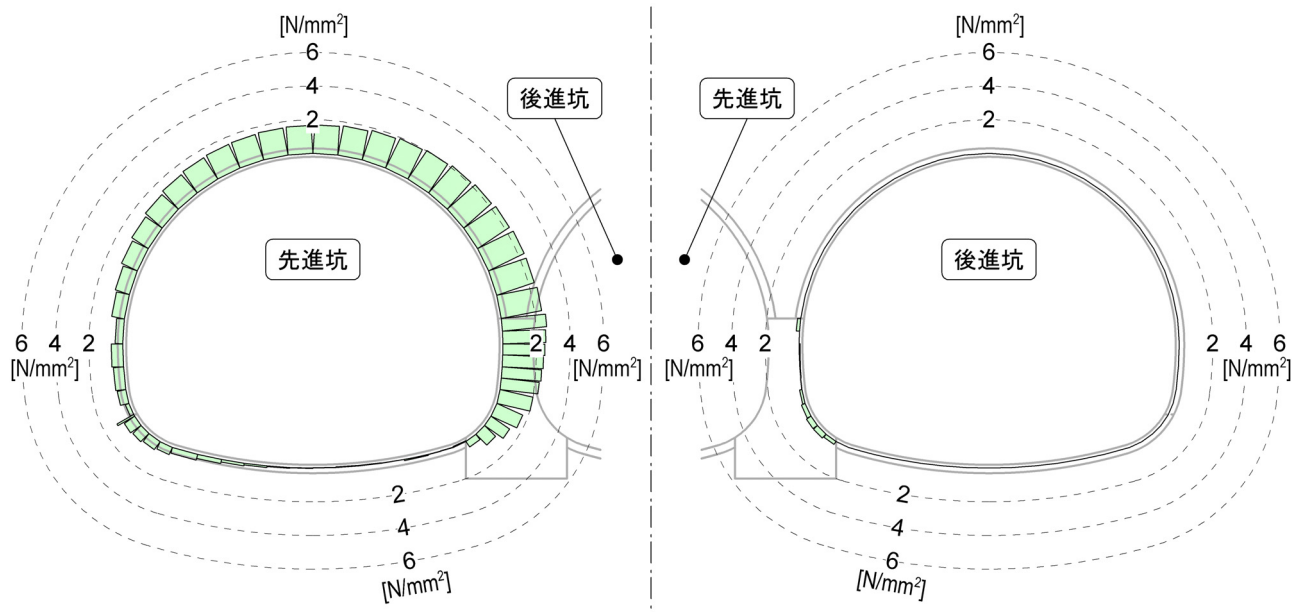


図 6.17 コンクリート周方向応力(土被り 1.0D, ピラー底盤幅 4.5m)

(a) 先進坑掘削完了時



(b) 後進坑掘削完了時

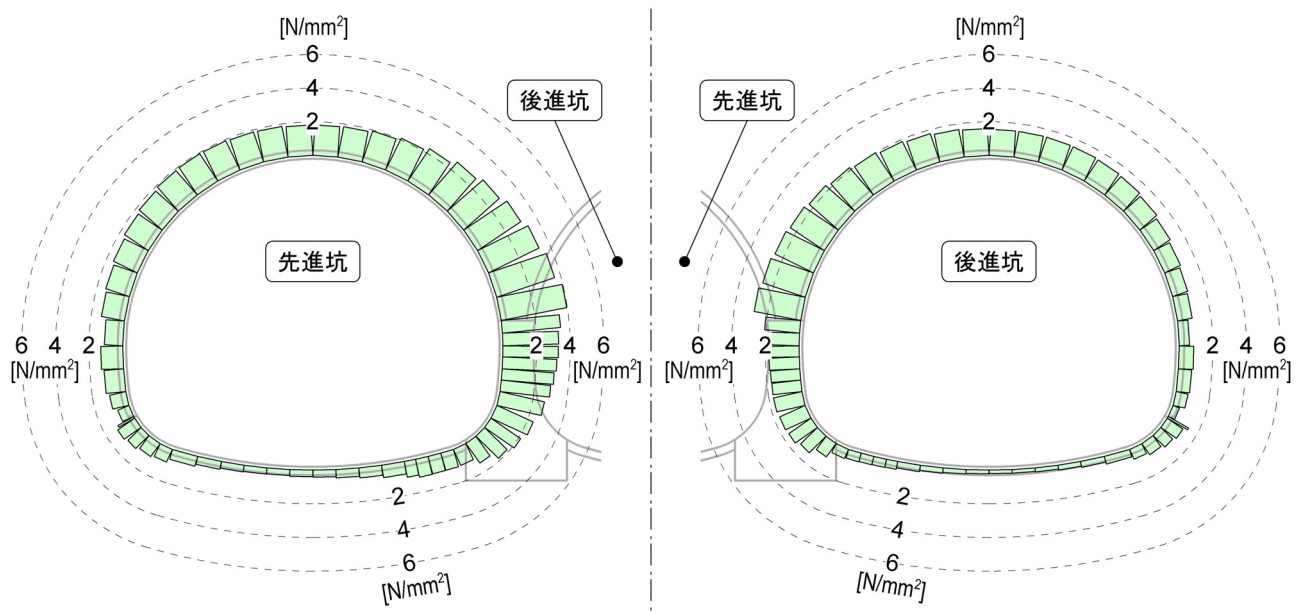


図 6.18 コンクリート周方向応力(土被り 1.0D, ピラー底盤幅 3.0m)

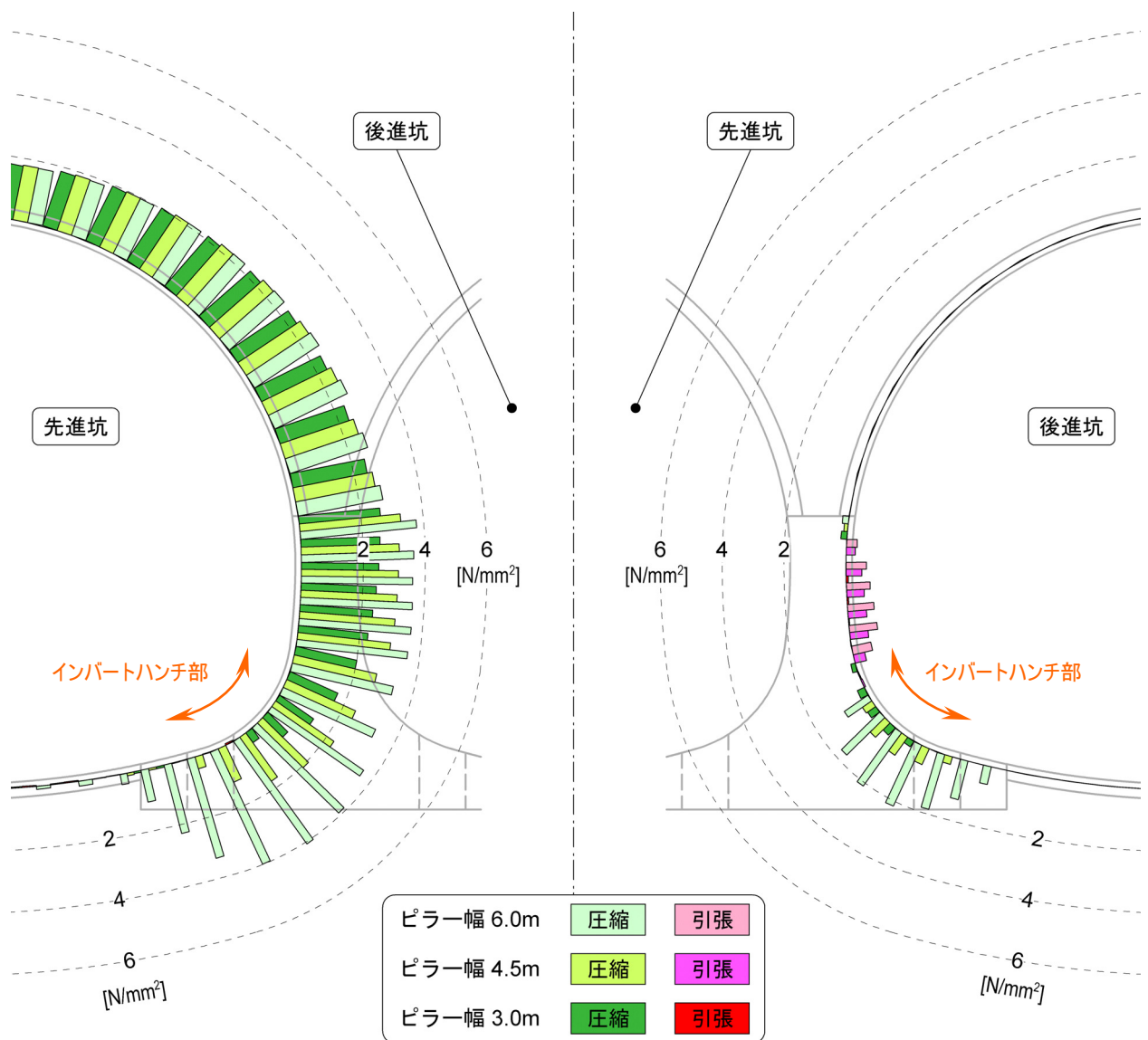


図 6.19 ピラー部付近の周方向コンクリート応力の比較(先進坑掘削完了時)

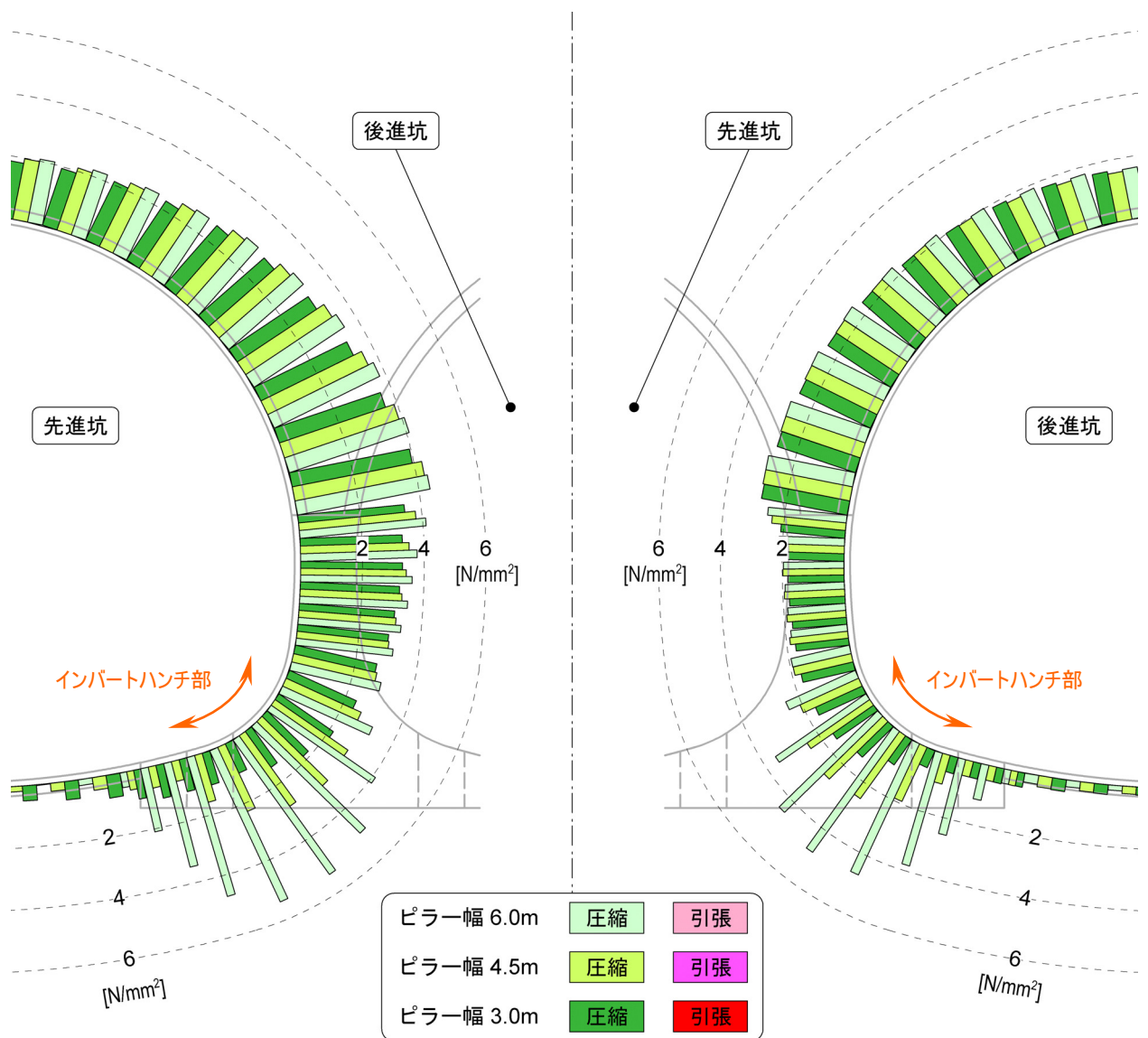


図 6.20 ピラー部付近の周方向コンクリート応力の比較(後進掘削完了時)

6.3.3 地表面沈下量

図 6.21 に、土被り 1D の場合における地表面沈下量の比較を示す。先進坑掘削完了時には、ピラー底盤幅によって地表面沈下に差異は生じるものの、軽微である。最大の沈下が発生しているのは、先進坑の直上であり、軽微ではあるものの直上から右側、すなわちピラー直上側の沈下量に差異が生じる傾向がある。一方、後進坑掘削完了時には、底盤幅が小さくなるにつれて、地表面沈下量が大きくなる傾向が明らかに見られる。センターピラー直上の地表面沈下量が最も大きくなっているが、分布形状は左右対称ではなく、後進坑側の沈下量の方が大きい傾向がある。

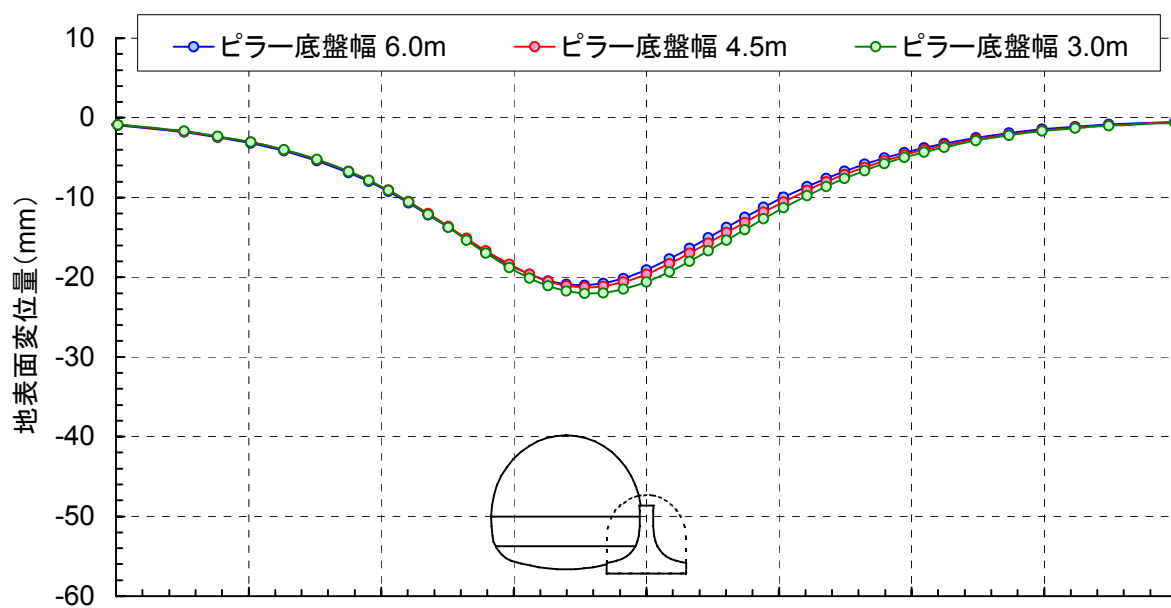
図 6.22 に、土被り 1D の場合における各本坑掘削時の地表面沈下分布を示す。つまり、上段(a)は先進坑掘削のみによる沈下分布であり、下段(b)は後進坑掘削のみによる沈下分布である。先進坑掘削時には先進坑直上の沈下が最も大きく、後進坑掘削時には後進坑直上の沈下が最も大きくなっている。ただし、沈下量に関しては、先進坑掘削時よりも後進坑掘削時の方が全体的に大きくなっている。これは、ピラー底盤幅が 6.0m の場合には、先進坑掘削時増分と後進坑掘削増分はほぼ同じであるのに対して、ピラー底盤幅が小さくなると後進坑掘削増分が先進坑掘削時増分よりも大きくなることが原因である。ピラー底盤幅による沈下量の違いが最も顕著なのは、両坑掘削時ともピラー直上となっており、地表面沈下抑制にセンターピラーの効果が大きいことを示している。

図 6.23 に、掘削段階ごとに整理に整理したピラー底盤幅と最大沈下量の関係を示す。先進坑完了時には、ピラー底盤幅が大きくなっても、地表面沈下の最大値はあまり変わっていない。一方、後進坑完了時には、先進坑完了時よりはピラー底盤幅によって地表面沈下の最大値に変化が見られる。ピラー底盤幅 6.0m の場合、ピラー底盤幅 3.0m に対して、10% 程度の沈下抑制効果が見られる。

図 6.24 に、ピラー底盤幅と各坑直上の沈下増分の関係を示す。ここで、各坑直上の沈下増分とは、先進坑掘削による先進坑直上沈下増分と後進坑掘削による後進坑直上沈下増分を指している。先進坑掘削時と後進坑掘削時を比較すると、近似直線の勾配については、先進坑掘削時よりも後進坑掘削時の方が大きくなっていることから、ピラー底盤幅が大きくなることによる直上地表面沈下の抑制効果は、後進坑掘削時の方が大きいと考えられる。

図 6.14 および図 6.15 に示したように、ピラー底盤幅を大きくするとピラーの沈下は非常に小さくなる傾向が見られた。しかし、地表面沈下量については、ピラー底盤幅を大きくしてもピラー沈下ほどの抑制効果は見られない。1 つの要因として、本検討条件ではピラーを先進坑と後進坑の間にしか配置しない 1 本導坑方式を採用しているため、トンネル掘削時にピラーが配置されていない側の脚部沈下が十分に抑制されていないことが考えられる。

(a) 先進坑掘削完了時



(b) 後進坑掘削完了時

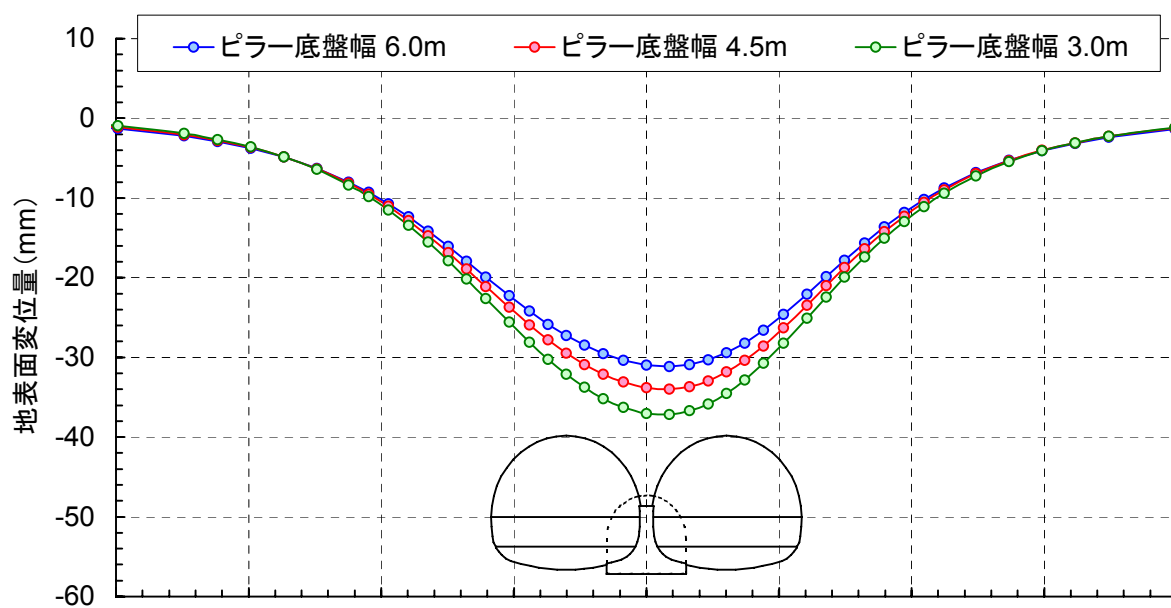
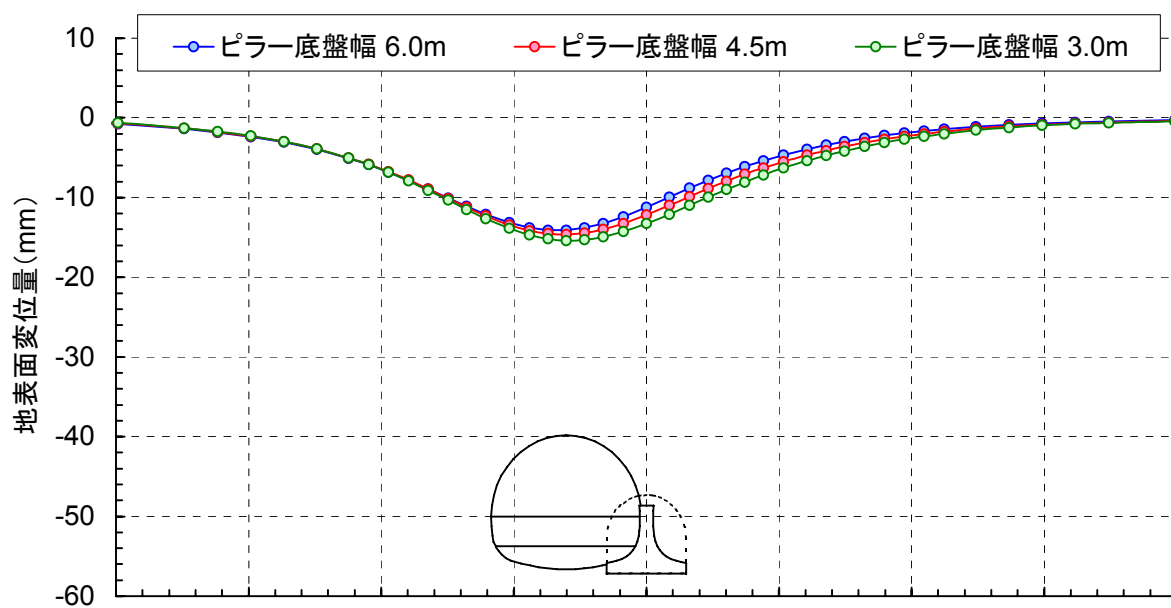


図 6.21 地表面沈下量(土被り 1.0D)

(a) 先進坑掘削時増分



(b) 後進坑掘削時増分

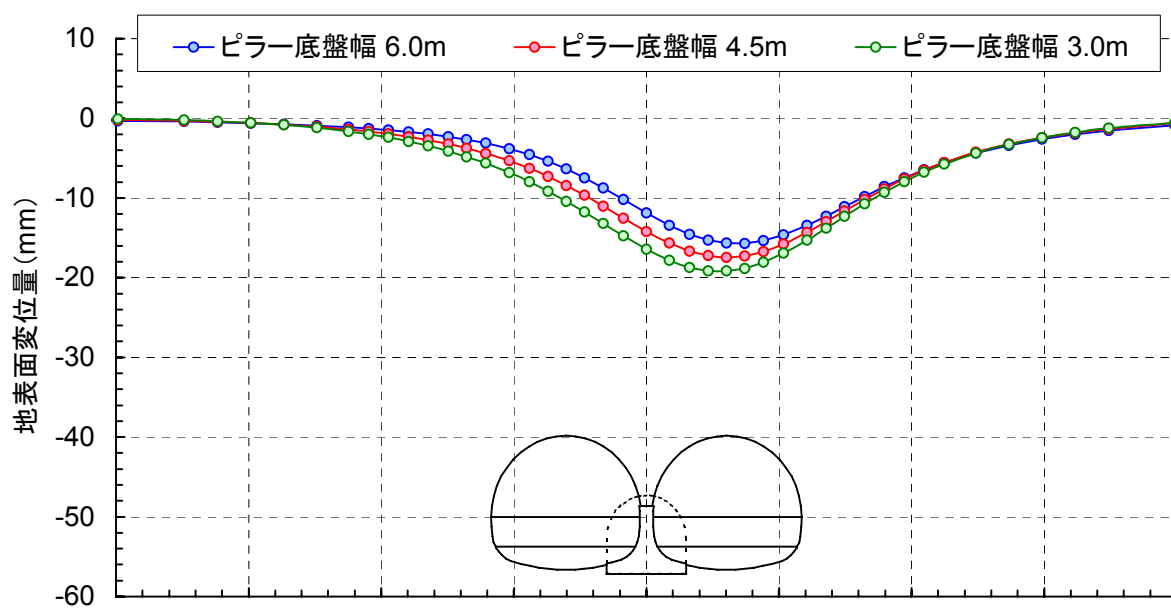
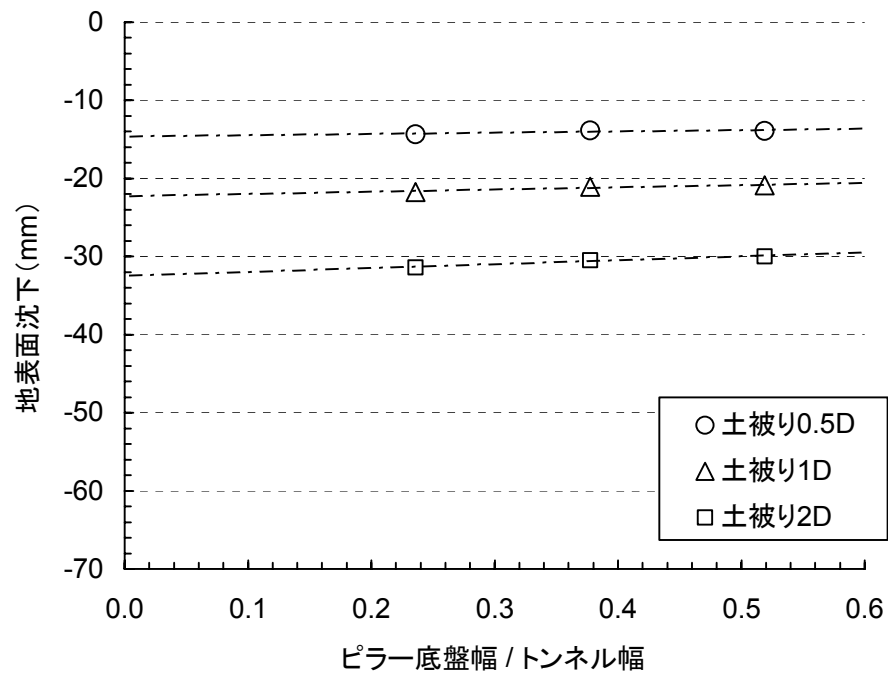


図 6.22 各本坑掘削時の地表面沈下量(土被り 1.0D)

(a) 先進坑完了時



(b) 後進坑完了時

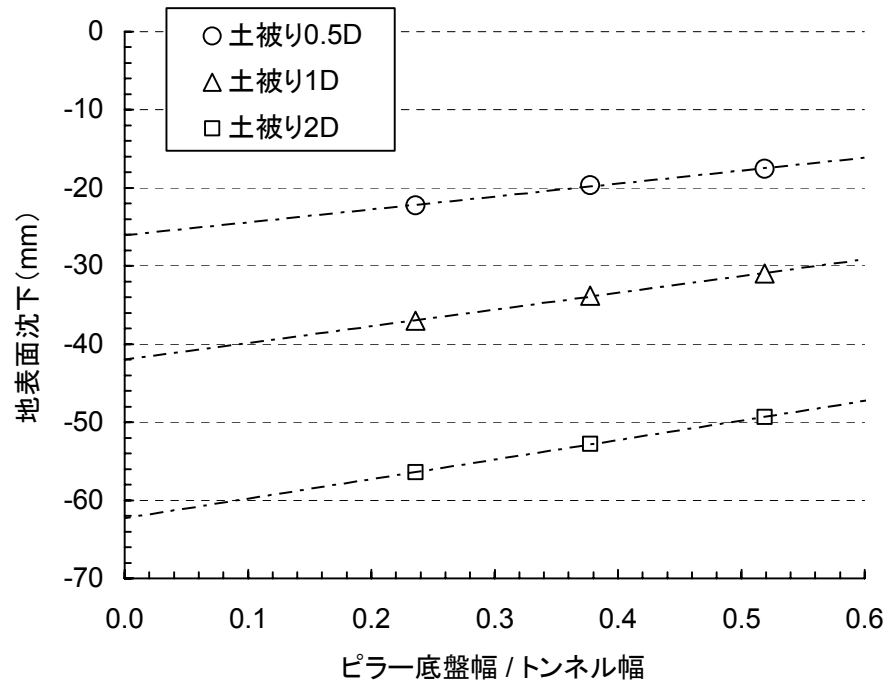
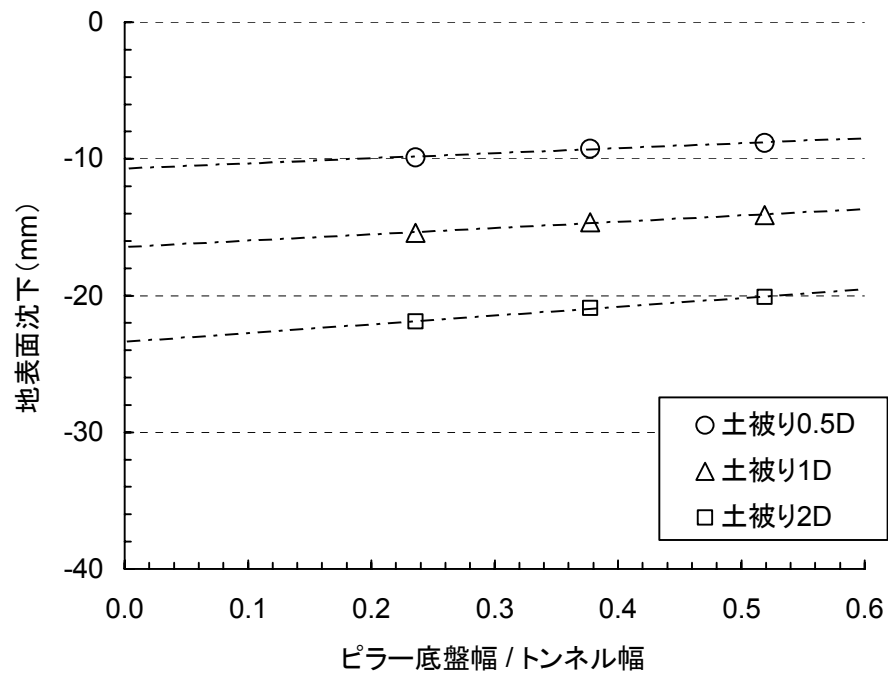


図 6.23 ピラー底盤幅と最大沈下量の関係(掘削段階ごとに整理)

(a) 先進坑掘削による先進坑直上沈下増分



(b) 後進坑掘削による後進坑直上沈下増分

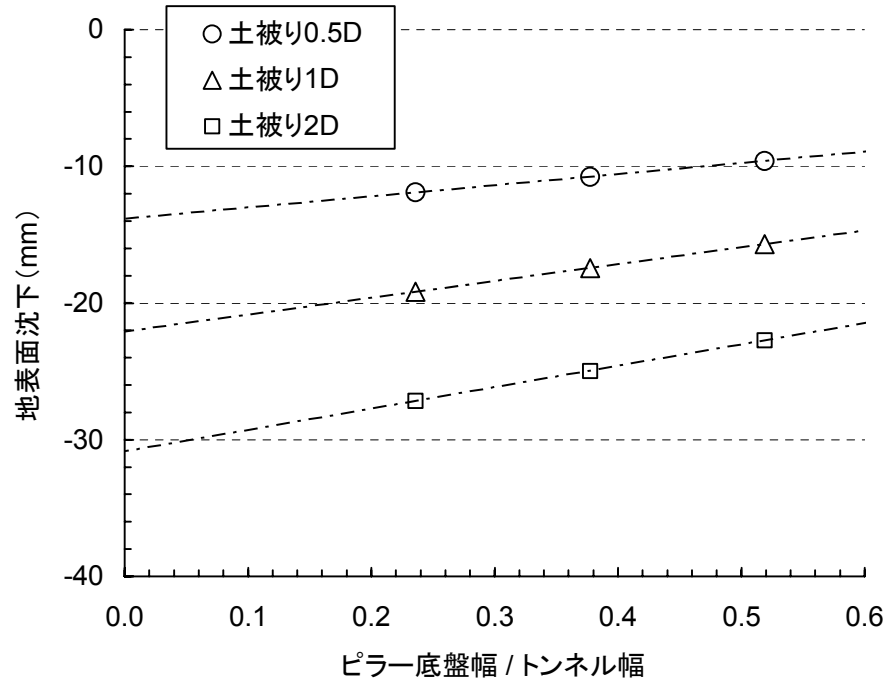


図 6.24 ピラー底盤幅と各坑直上の沈下増分の関係

6.3.4 ピラーの回転とピラー下部地盤の鉛直応力の関係

図 6.25 および図 6.26 に、先進坑掘削時のピラーの変形と下部地盤の鉛直応力の関係を示す。また、図 6.27 および図 6.28 に、後進坑掘削時のピラーの変形と下部地盤の鉛直応力の関係を示す。ここでいう下部地盤の鉛直応力は、ピラー構築後を基準としており、ピラーの自重による鉛直応力増分を含んでいない。すなわち、本坑掘削のみの影響による応力増分であらため、底盤が浮上るような挙動をした場合、引張応力が発生する可能性があるが、実際の地盤に引張応力が発生しているわけではない。

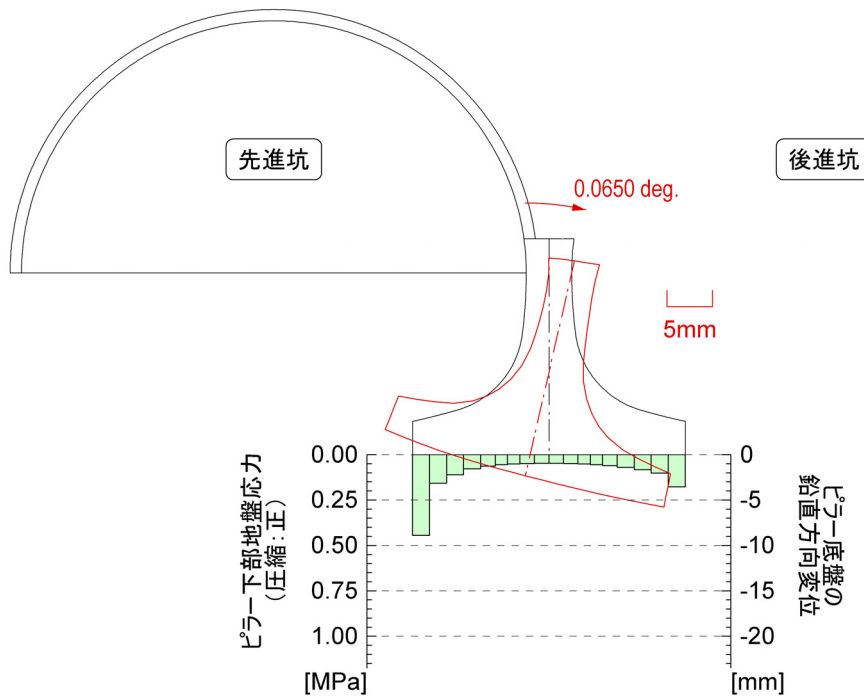
先進坑掘削時において、ピラー底盤幅が 6.0m の場合、センターピラーは後進坑側（時計回り）に回転しているのに対して、ピラー底盤幅が 3.0m の場合には、センターピラーは先進坑側（反時計回り）に回転している。ピラーの回転および沈下の両方とも、上半掘削完了以降の下半掘削およびインバート掘削では、あまり大きな変化はない。一方、ピラー下部地盤の鉛直応力に関しては、ピラー底盤幅に関係なく、ピラー底盤の左端（先進坑側）の方が右端（後進坑側）よりも大きくなっている。ピラー底盤幅 6.0m の場合は、ピラーが後進坑側に回転するのにも関わらず、先進坑側のピラー下部地盤の鉛直応力が大きくなっており、一見すると矛盾するような解析結果となっている。また、ピラー底盤幅 6.0m の場合、上半掘削完了後にはピラーの回転や沈下がほとんど発生していないのにもかかわらず、ピラー下部地盤の鉛直応力が増大しており、ピラーの沈下と下部地盤の鉛直応力に相関関係が見られない。一方、ピラー底盤幅 3.0m の場合には、上半掘削完了後にピラーの回転や沈下がほとんど発生していないのと呼応するように、ピラー下部地盤の鉛直応力も増大していない。このように、ピラー底盤幅 6.0m の場合には、ピラーの変形挙動とピラー下部地盤の鉛直応力とは、一見すると矛盾するような現象が発生している。ピラー下部地盤の鉛直応力の発生メカニズムについては、次項にて説明することとする。

後進坑掘削時について、上半掘削時にはピラー底盤幅に関係なく、センターピラーは先進坑側（反時計回り）に回転しており、先進坑掘削時とは傾向が異なっている。また、ピラー下部地盤の鉛直応力は、ピラーが先進坑側に回転するのにもかかわらず、後進坑側の応力が増大しており、ピラー底盤幅 6.0m の場合の先進坑掘削時と同様の現象が生じている。後進坑上半掘削完了以降の下半掘削およびインバート掘削時には、ピラー底盤幅に関係なく、センターピラーは後進坑側（時計回り）に回転しており、回転量はピラー底盤幅が小さいほど大きくなっている。この時、ピラー下部地盤の鉛直応力は、上半掘削時よりは小さいものの後進坑側の応力が増大している。このように、後進坑掘削時におけるピラーの変形と下部地盤の鉛直応力の関係は、上半掘削時とそれ以降の掘削過程で、傾向が正反対となっている。

ピラー底盤幅 6.0m の場合、掘削時に底盤は下向きに凸となるような変形モードとなっている。その結果、ピラーのインバートハンチ部はピラー内部に凸となるような変形モードと

なっている。前述の図 6.19 および図 6.20 に示したように、ピラーのインバートハンチ部において応力が増大する現象は、このようなピラーの変形が原因である。

(a) 先進坑上半掘削完了



(b) 先進坑掘削完了

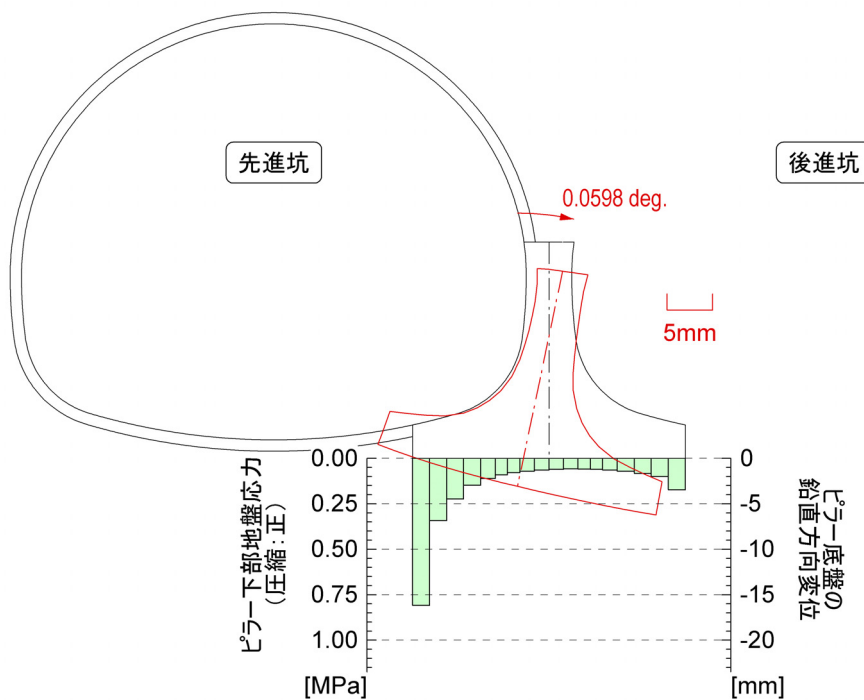
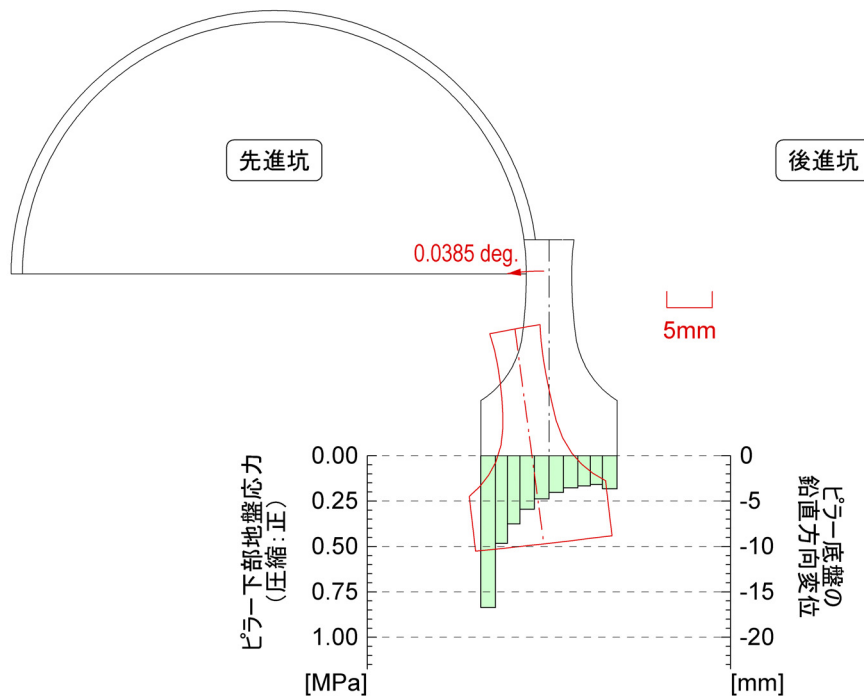


図 6.25 先進坑掘削時におけるピラーの変形と下部地盤の鉛直応力増分の関係
(土被り 1.0D, ピラー底盤幅 6.0m)

(a) 先進坑上半掘削完了



(b) 先進坑掘削完了

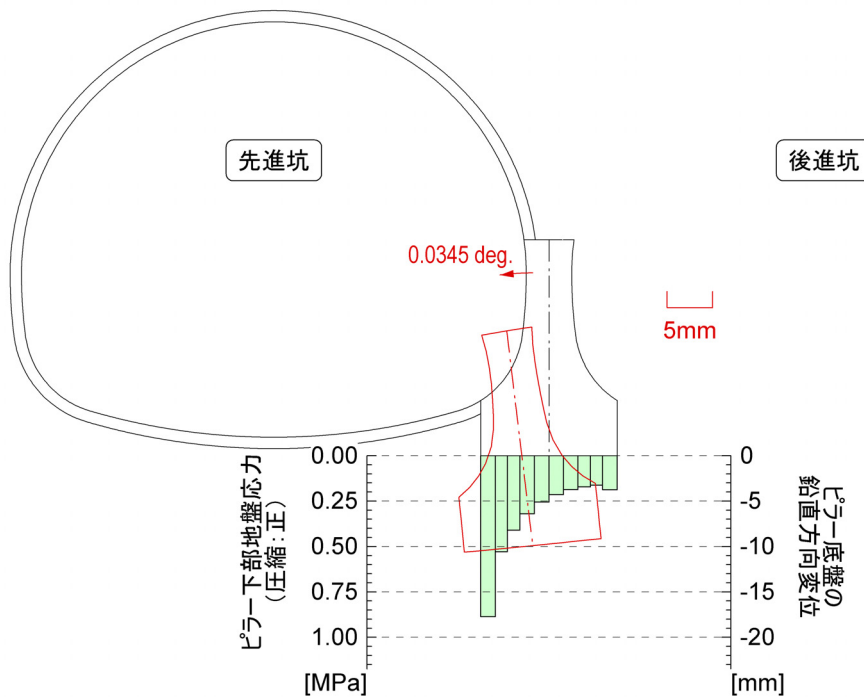
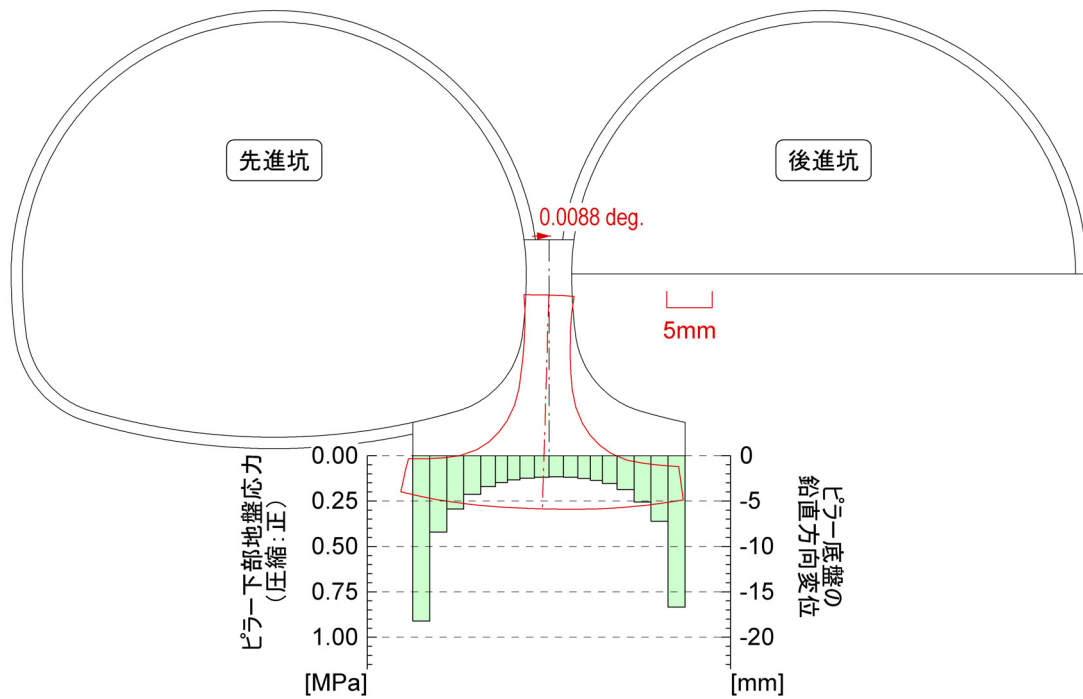


図 6.26 先進坑掘削時におけるピラーの変形と下部地盤の鉛直応力増分の関係
(土被り 1.0D, ピラー底盤幅 3.0m)

(a) 後進坑上半掘削完了



(b) 後進坑掘削完了

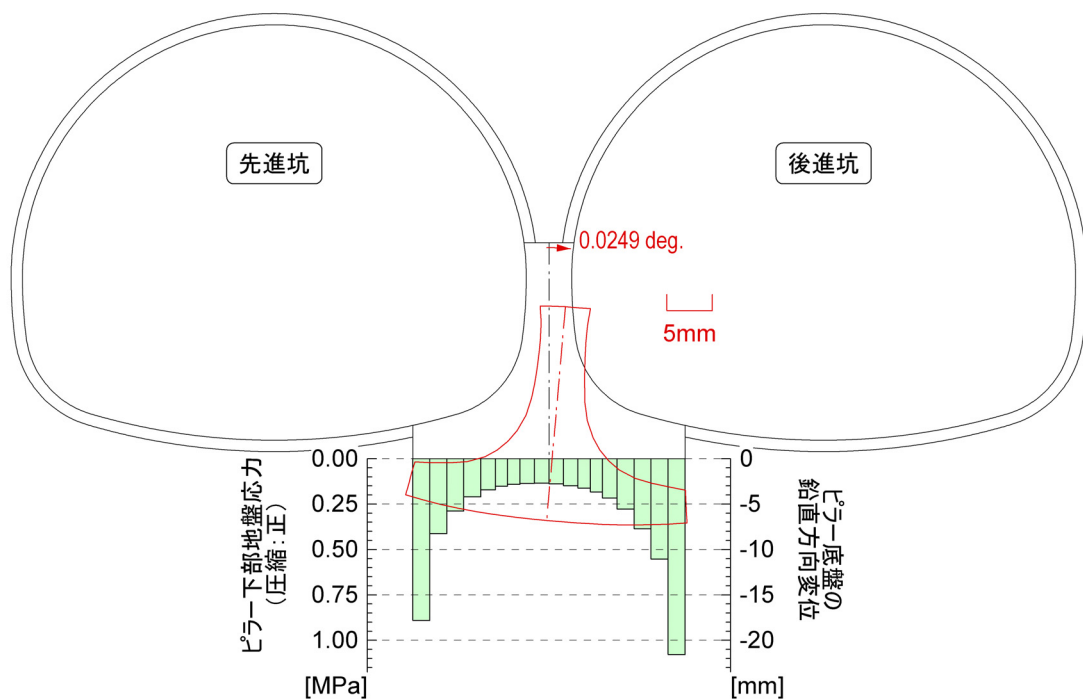
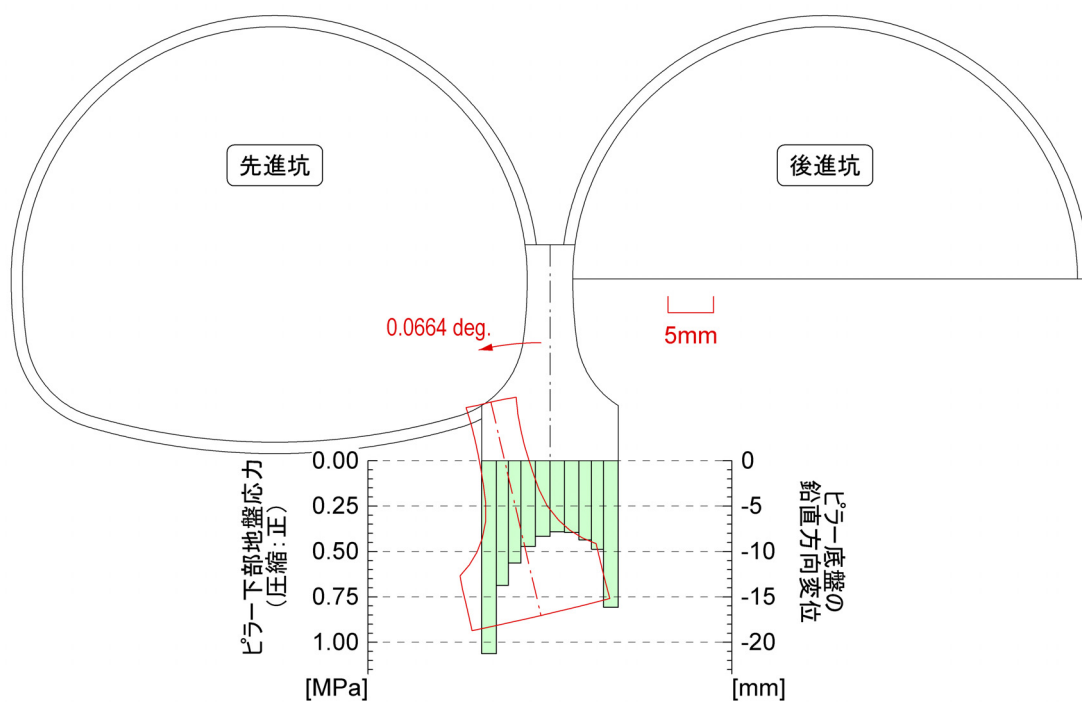


図 6.27 後進坑掘削時におけるピラーの変形と下部地盤の鉛直応力増分の関係
(土被り 1.0D, ピラー底盤幅 6.0m)

(a) 後進坑上半掘削完了



(b) 後進坑掘削完了

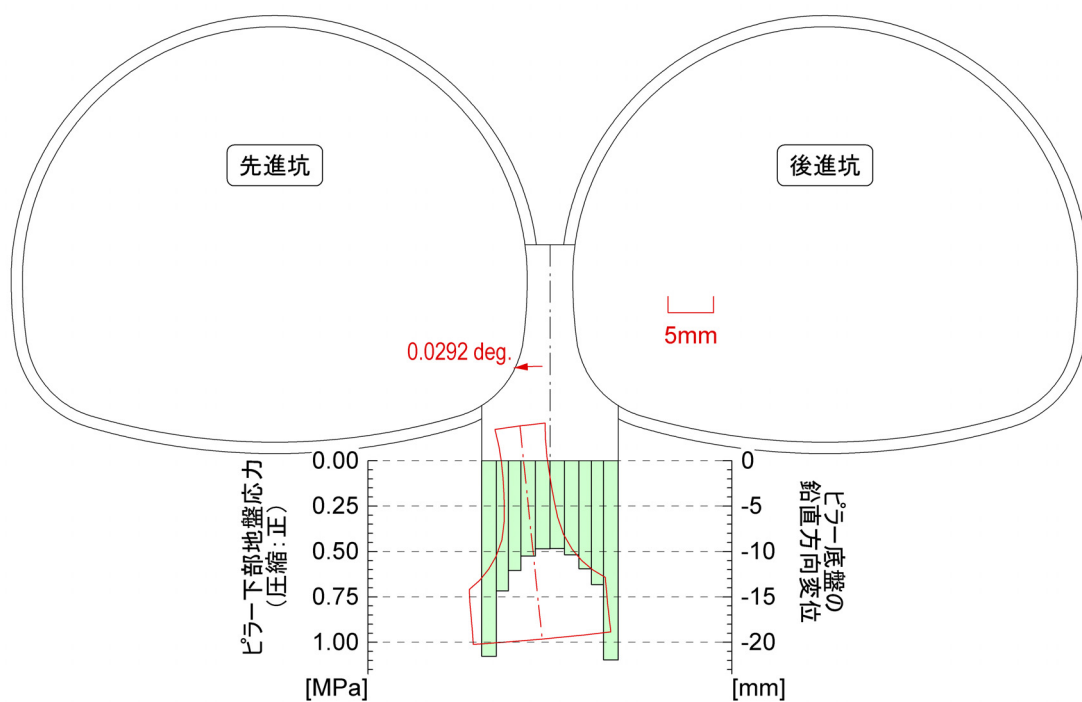


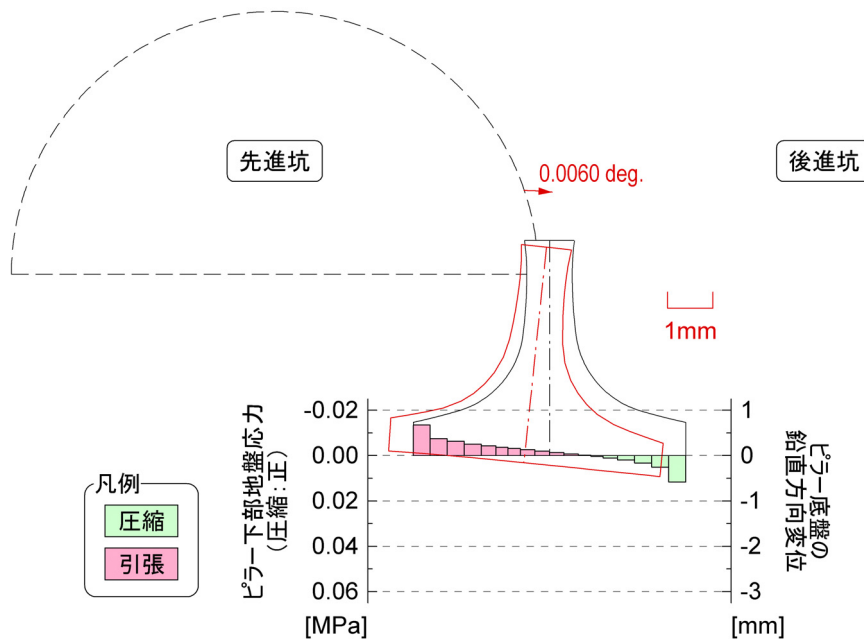
図 6.28 後進坑掘削時におけるピラーの変形と下部地盤の鉛直応力増分の関係
(土被り 1.0D, ピラー底盤幅 3.0m)

上記のように、先進坑上半掘削時において、ピラー底盤幅の違いにより、ピラーの回転と下部地盤の鉛直応力の関係が異なることが分かった。ピラーは先進坑の切羽が到達し、一次支保が設置された以降に、大きく挙動している。

図 6.29～図 6.32 に、先進坑上半切羽到達前におけるピラーの変形と下部地盤の鉛直応力増分の関係を示す。図 6.29 および図 6.30 は、ピラー底盤幅が 6.0m の場合におけるピラーの変形と下部地盤の鉛直応力増分の関係である。切羽離れが-12m のとき（図 6.29 (a)），すなわち対象断面の 12m 手前に先進坑の上半切羽があるとき、ピラーは後進坑側に回転し、ピラー下部地盤の鉛直応力増分は後進坑側が圧縮となり先進坑側が引張になっている。ピラーが切羽到達前から回転をしているのは、ピラーが連続しているために、切羽が既に到達した手前のピラーが後進坑側に回転している影響がおよんでいるためであると考えられる。このとき、ピラー下部地盤の鉛直応力は、切羽到達以降の挙動とは異なり、後進坑側の方が大きな圧縮応力が生じており、矛盾した結果とはなっていない。上半切羽が接近し切羽離れが-8m のときにも（図 6.29 (b)），ピラーの回転した方向の下部地盤の鉛直応力が増大しており、切羽離れが-12m のときと同様の傾向となっている。しかし、切羽離れが-4m になると（図 6.30 (c)），ピラーはさらに後進坑側に回転しているが、先進坑の圧縮応力が急激に増大しており、応力の分布形状に変化が見られる。先進坑の上半切羽到達時には（図 6.30 (d)），先進坑側の鉛直応力の方が後進坑側よりも大きくなっている。ピラー底盤中心の鉛直変位に関しては、ピラーの回転した方向の下部地盤の鉛直応力増分が圧縮方向に増大している間は沈下する傾向があるが、切羽が接近してきてピラーの回転した方向と逆の下部地盤鉛直応力が増大するようになると、一転して隆起傾向に変化している。

図 6.31 および図 6.32 は、ピラー底盤幅が 3.0m の場合におけるピラーの変形と下部地盤の鉛直応力増分の関係である。切羽離れが-12m のとき（図 6.31 (a)），ピラーは先進坑側に回転し、後進坑側のピラー下部地盤の鉛直応力増分は引張傾向となっている。つまり、先進坑側の圧縮応力が大きくなっている。切羽が接近してくるのに連れて、ピラーはさらに先進坑側に回転していき、ピラー下部地盤の鉛直応力増分は先進坑側の方が大きく増加している。また、ピラー底盤中心の鉛直変位に関しては、切羽の進行にしたがって、徐々に沈下していく傾向がある。このように、ピラー底盤幅が 3.0m の場合には、ピラーの回転方向や沈下量の変形挙動と下部地盤の鉛直応力増分との関係は、矛盾した結果となっていない。

(a) 先進坑上半切羽到達前[切羽離れ -12m(= -1.0D)]



(b) 先進坑上半切羽到達前[切羽離れ -8m(= -0.67D)]

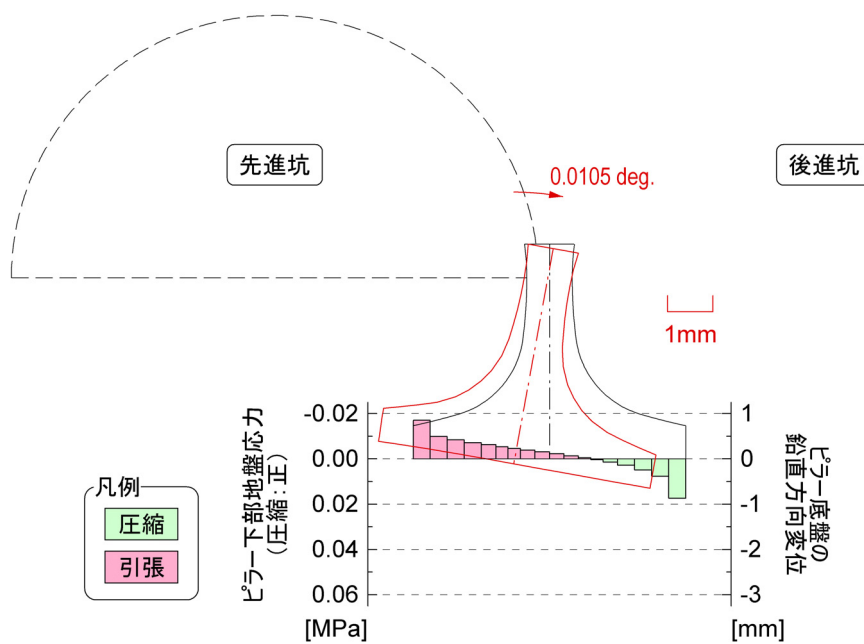
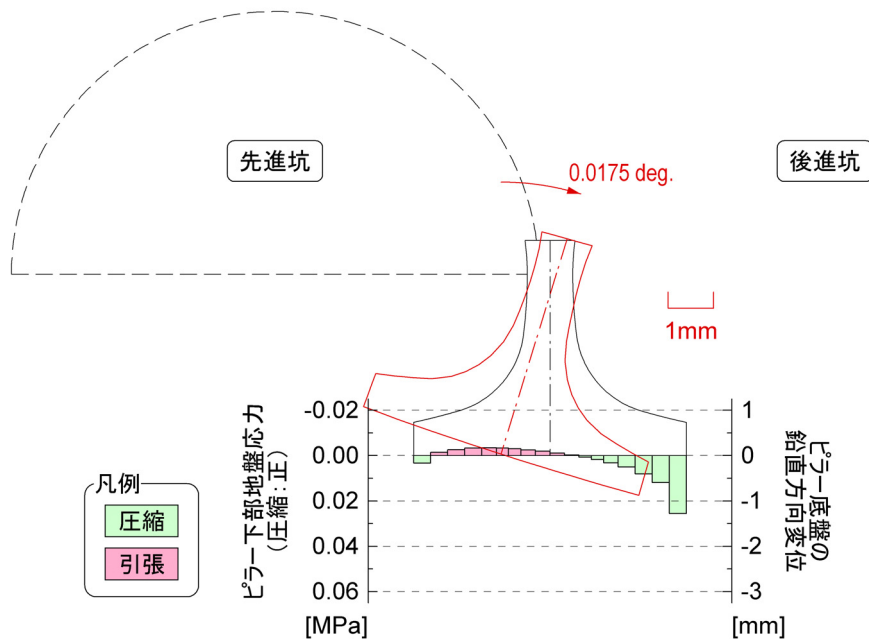


図 6.29 先進坑上半切羽到達前におけるピラーの変形と下部地盤の鉛直応力増分の関係
(土被り 1.0D, ピラー底盤幅 6.0m) [1/2]

(c) 先進坑上半切羽到達前[切羽離れ -4m(= -0.33D)]



(d) 先進坑上半切羽到達時[切羽離れ 0m]

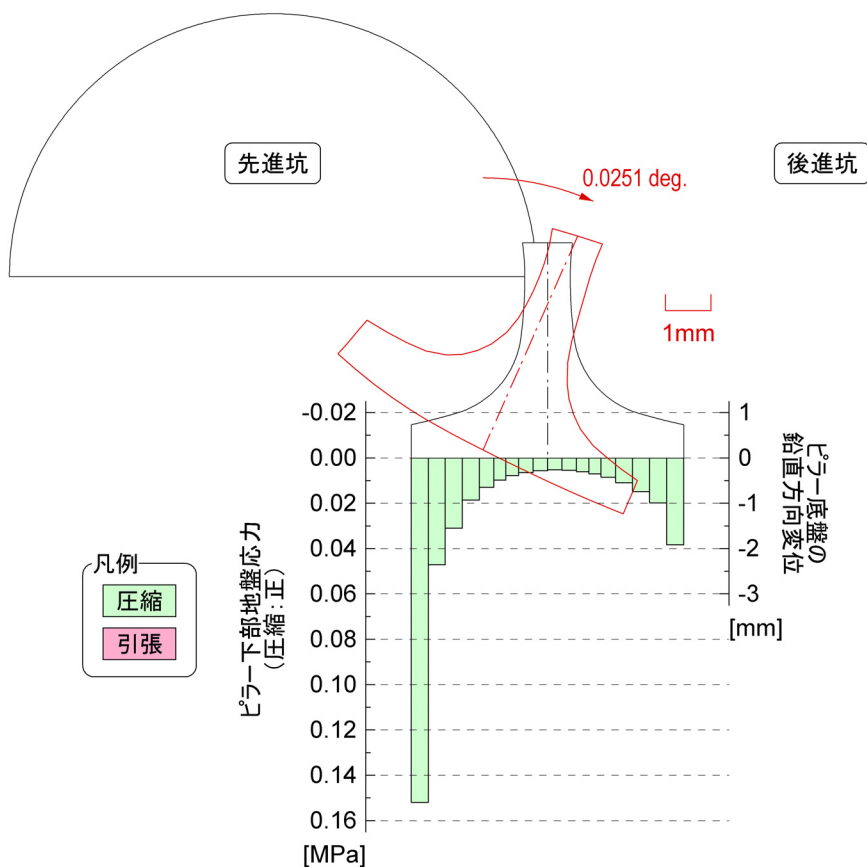
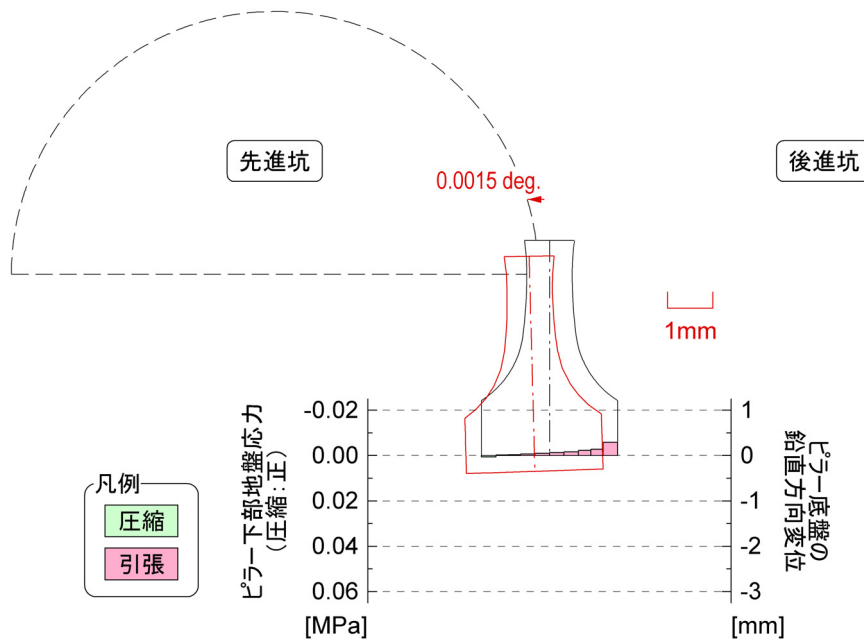


図 6.30 先進坑上半切羽到達前におけるピラーの変形と下部地盤の鉛直応力増分の関係
(土被り 1.0D, ピラー底盤幅 6.0m) [2/2]

(a) 先進坑上半切羽到達前[切羽離れ -12m(= -1.0D)]



(b) 先進坑上半切羽到達前[切羽離れ -8m(= -0.67D)]

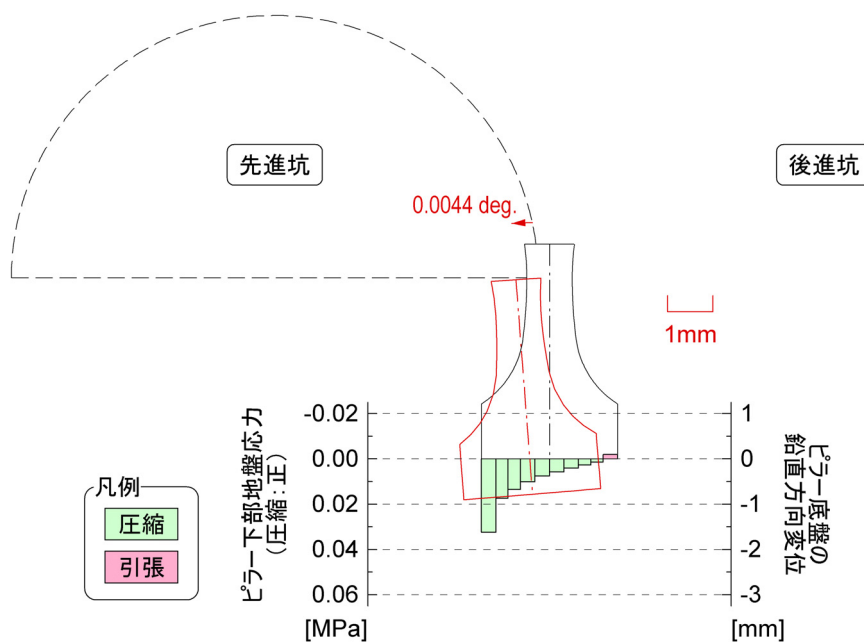
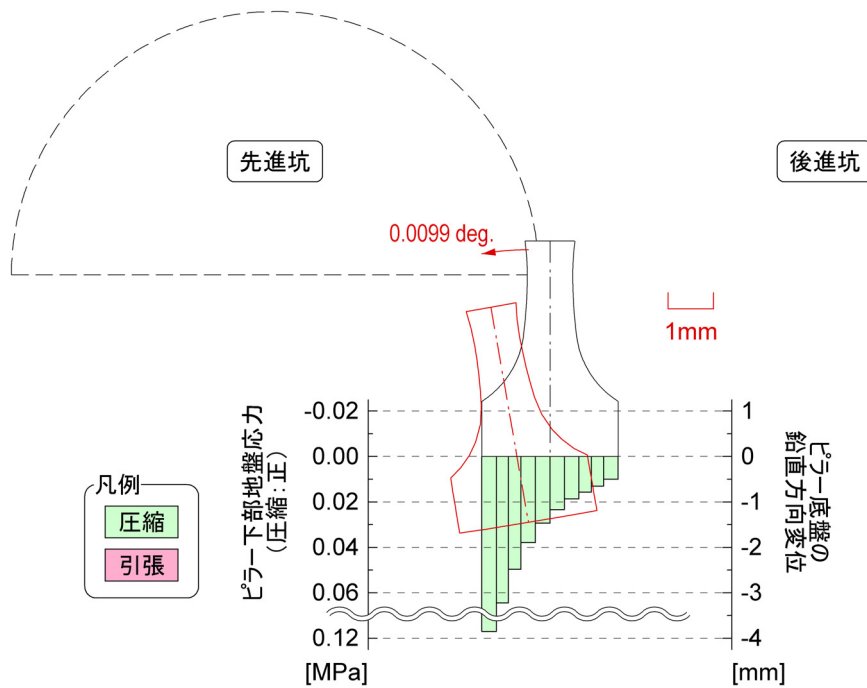


図 6.31 先進坑上半切羽到達前におけるプラーの変形と下部地盤の鉛直応力増分の関係
(土被り 1D, プラー底盤幅 3.0m) [1/2]

(c) 先進坑上半切羽到達前[切羽離れ -4m(= -0.33D)]



(d) 先進坑上半切羽到達時[切羽離れ 0m]

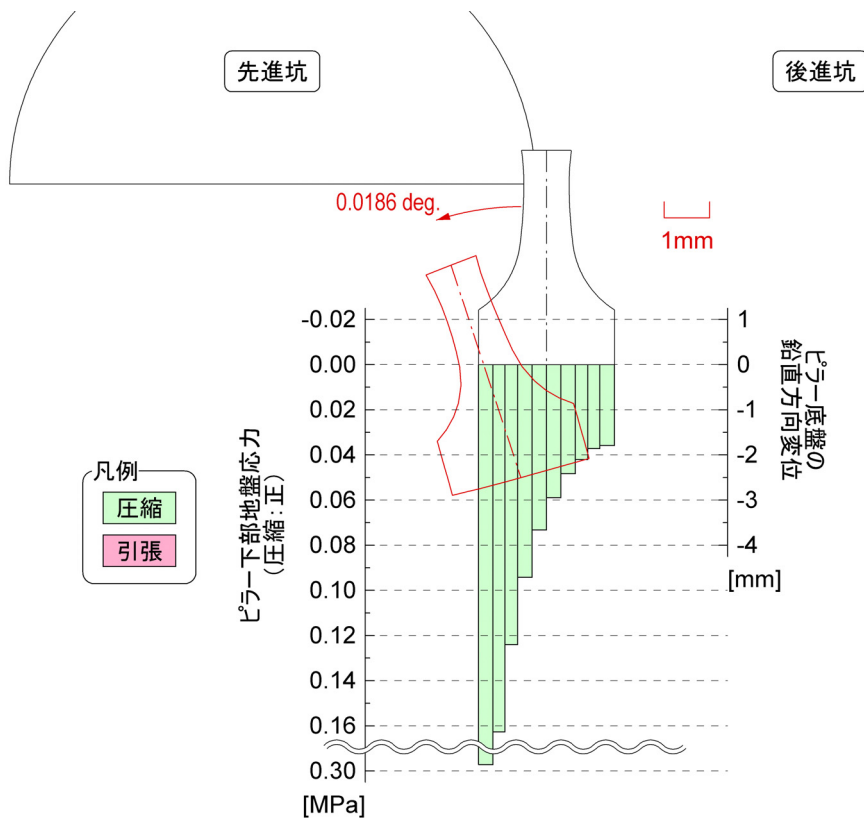


図 6.32 先進坑上半切羽到達前におけるピラーの変形と下部地盤の鉛直応力増分の関係
(土被り 1D, ピラー底盤幅 3.0m) [2/2]

後進掘削完了時におけるピラー下部地盤の鉛直応力の分布形状について考察を加える。Boussinesq は、種々な平面形をもつ剛性基礎版に対して、理論的に接地圧分布を算定している³⁾。本検討におけるピラーと類似した条件である、軸対称で中心に荷重を受ける帯状基礎では、中心軸から距離 x における接触応力 p は以下のように算出される。

$$p = \frac{2Q}{\pi B} \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{2x}{B}\right)^2}} \quad (6.1)$$

ここに、 Q : 集中荷重

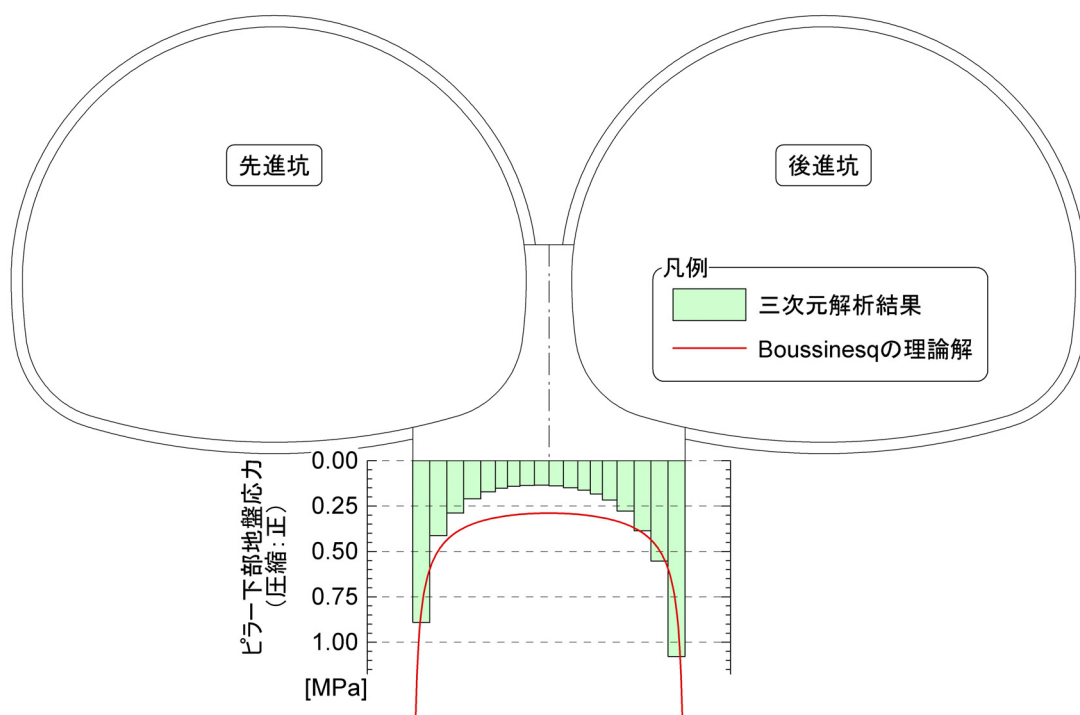
B : 基礎の幅

後進坑掘削完了時におけるピラー下部地盤の鉛直応力に関して、式(6.1)を用いた理論解と三次元解析結果との比較を、図 6.33 に示す。集中荷重 Q については、三次元解析によるピラー壁部の応力分布から算出したところ、ピラー底盤幅が 6.0m の場合は $Q = 2719\text{kN}$ 、ピラー底盤幅が 3.0m の場合は $Q = 2515\text{kN}$ となった。

まず、ピラー底盤幅が 3.0m の場合（図 6.33(b)参照）、三次元解析結果と Boussinesq の理論解は非常に近似している。すなわち、底盤幅 3.0m のピラーは、剛体と見なした基礎と同様の挙動をしていると考えられる。一方、ピラー底盤幅が 6.0m の場合（図 6.33(a)参照）、三次元解析結果と Boussinesq の理論解には差異が見られ、ピラー中心部では理論解の方が 2 倍程度大きくなっている。底盤幅 6.0m のピラーは、底盤幅 3.0m のピラーよりも底盤幅が大きくなるため、底盤部の剛性は小さいと考えられる。底盤部の剛性が小さくなれば、ピラー中心部における下部地盤の鉛直応力は、Boussinesq の理論解よりも大きくなるはずであるが、三次元解析による鉛直応力は逆に小さくなっている。したがって、底盤幅 6.0m のピラーは、基礎としての挙動以外の挙動が現れていると考えられる。

前述の図 6.19 および図 6.20 に示したように、ピラー底盤幅が大きいと、ピラーのインバートハンチ部において応力が増大する現象が見られた。この現象を勘案すると、ピラー底盤幅 6.0m の場合には、支保からピラー壁部に伝わった荷重のうち、ピラー壁面を伝わる量（すなわち、ピラー断面の中で事前に設置された支保に相当する部分を伝わる量）が、剛体基礎よりも多いと推定される。すなわち、ピラー底盤幅が大きくなると、先行支保としての機能が卓越するようになると考えられる。

(a) ピラー底盤幅 6.0m



(b) ピラー底盤幅 3.0m

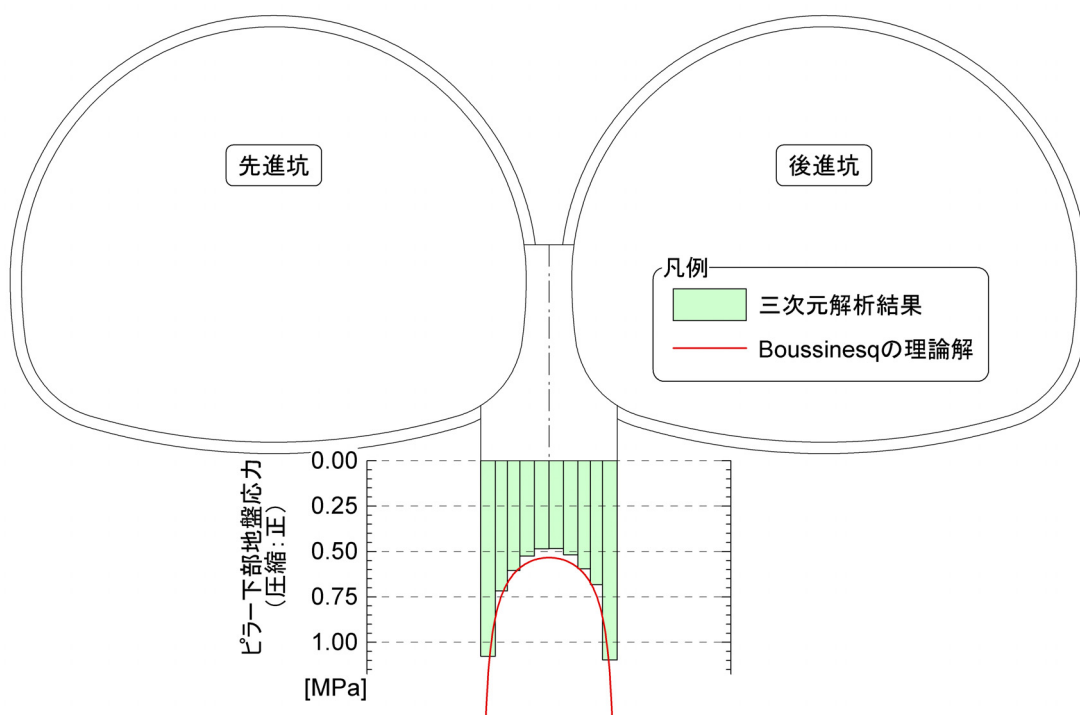


図 6.33 後進坑掘削完了時におけるピラー下部地盤の鉛直応力比較

6.3.5 ピラー下部地盤の鉛直応力の発生メカニズム

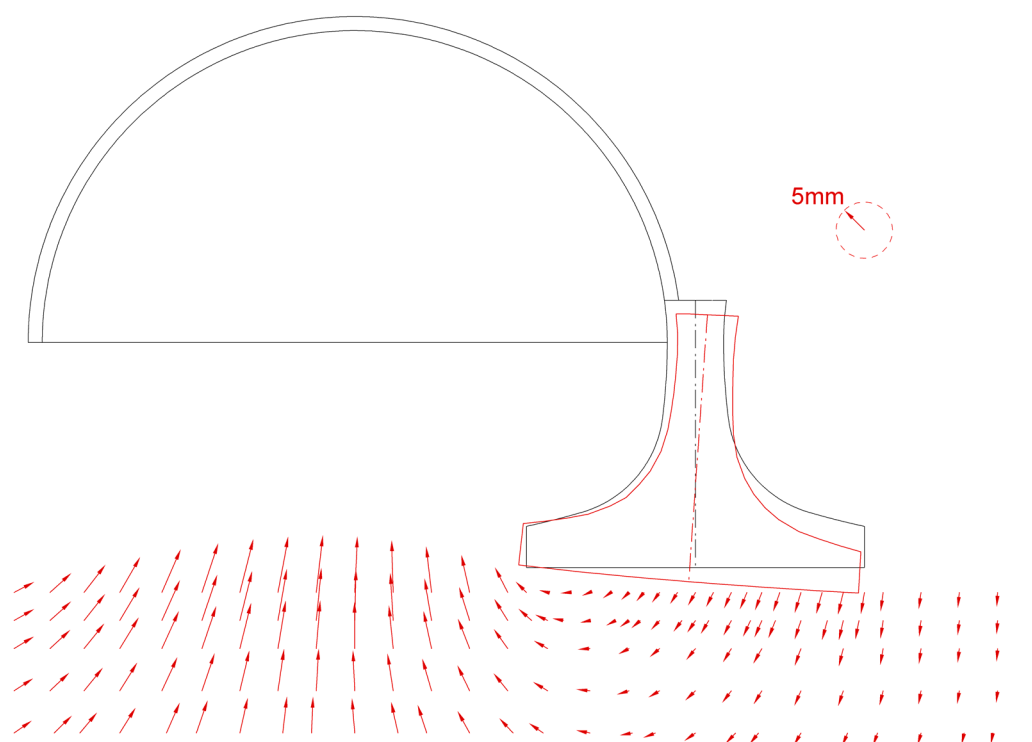
前節の解析結果より，ピラー下部地盤に発生する鉛直応力は，一次支保設置後の挙動が支配的であることが明らかとなった．そこで，ピラーの回転方向とピラー下部地盤の鉛直応力との関係を明らかにするために，先進坑の上半支保設置から先進坑上半掘削時までのピラー下部地盤の変位に着目して，挙動のメカニズムの説明を試みる．

図 6.34 に，先進坑上半支保設置から上半掘削完了時までのピラー下部地盤の変位ベクトル図を示す．図 6.34 の上段は，ピラー底盤幅が 6.0m の場合の変位ベクトルであり，ピラー底盤の左端を中心として，時計回りに回転するような挙動をしている．ピラー底盤の左端では，ほとんど沈下は発生しておらず，回転挙動が主となっている．一方，図 6.34 の下段は，ピラー底盤幅が 3.0m の場合の変位ベクトルである．反時計回りに回転しているものの，沈下挙動の方が卓越しており，ピラー底盤幅が 6.0m の場合の挙動と明らかに異なっている．

図 6.35 に，無支保の場合の先進坑上半支保設置から上半掘削完了時までのピラー下部地盤の変位ベクトル図を示す．ここで言う無支保とは，導坑掘削およびピラーの構築をせず，さらに，本坑掘削時に一次支保を設置しない場合のことを指している．全体的な傾向としては，ピラー下部の地盤は掘削された上半部に向かって変位している．鉛直方向の変位量は，トンネルセンターに近いほど大きく，水平方向の変位量は脚部直下で最も大きくなっている．その結果，センターピラーが位置する部分の地盤（図中の赤色破線）は，底盤の左端部が上向きに持ち上がり，時計方向に回転するような挙動をしている．解析で用いた地盤の初期側圧係数に依存すると考えられるが，今回採用した初期側圧係数が 0.5 の場合，上半掘削時には，一次支保やセンターピラーの効果がなければ，本来時計回りに回転することがわかる．

図 6.36 は，図 6.35 に示した無支保の場合の変位ベクトルから，図 6.34 に示したセンターピラーがある場合の変位ベクトルを引いた変位ベクトルを示している．すなわち，一次支保とセンターピラーの効果によって，地盤の変形がどの程度抑えられたのかを示したものである．ピラー底盤幅によらず，ピラー下部の地盤は鉛直下向きに変位しており，右端よりも左端の方が変位は大きくなっている．すなわち，一次支保とセンターピラーの効果により，センターピラーは反時計回りに回転しようとすることが分かる．ピラー底盤の左端部付近において，ピラー底盤幅が 3.0m の場合，急激に変位が鉛直下向きに増大しているのに対して，ピラー底盤幅が 6.0m の場合は，比較的緩やかに下向きの変位が増大している．また，左端部と右端部における下向きの変位量の差異は，底盤幅が 3.0m の場合の方が大きくなっており，反時計回りの回転量も大きくなっている．本来，ピラー部分の地盤は時計周りに回転しようとするが，一次支保とセンターピラーの効果により，そのような挙動は抑制される．

(a) ピラー幅 6.0m



(b) ピラー幅 3.0m

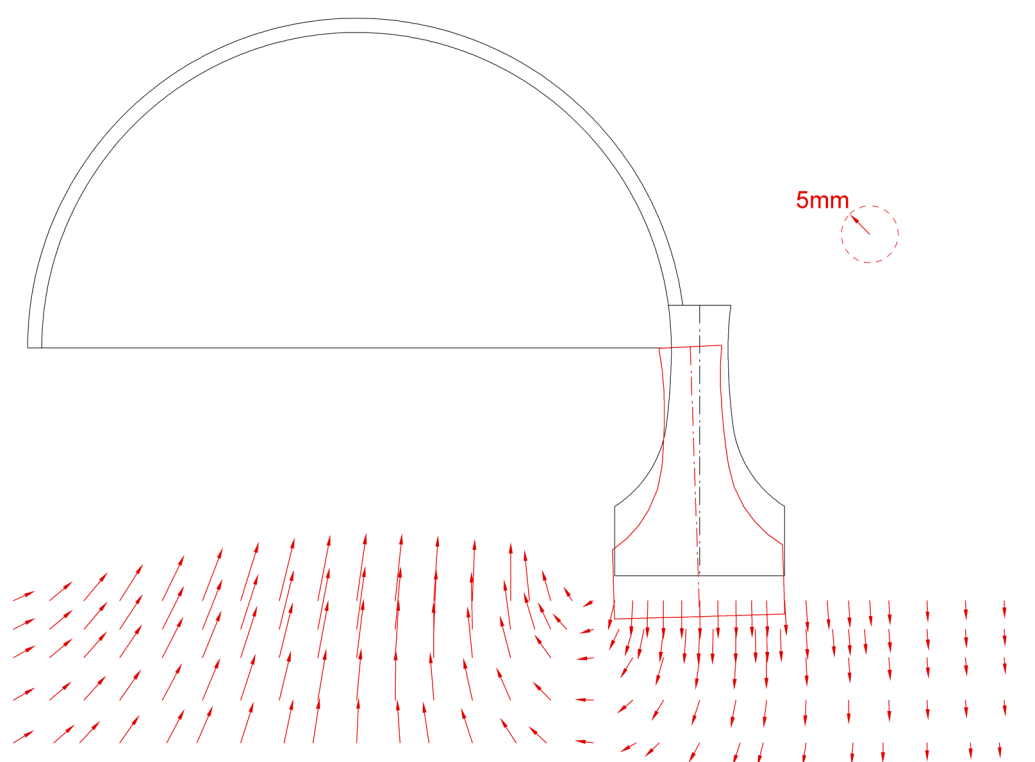


図 6.34 先進坑上半支保設置から上半掘削完了時までのピラー下部地盤の変位ベクトル[1/2]

(c) 無支保[導坑掘削, ピラー構築および一次支保設置なし]

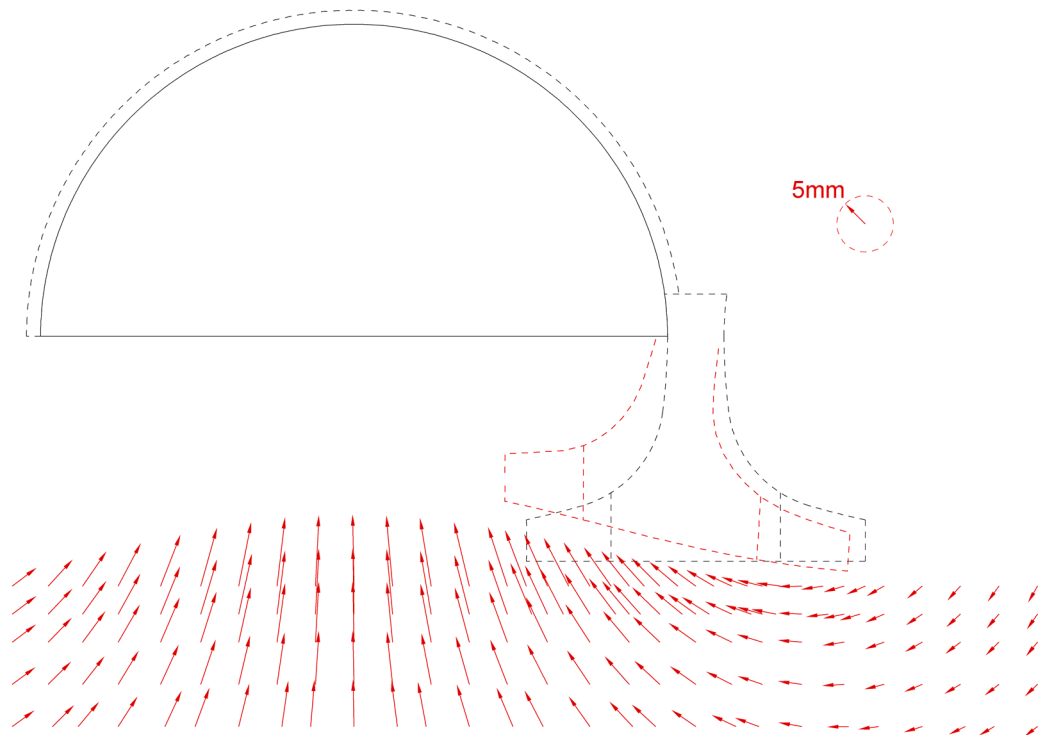
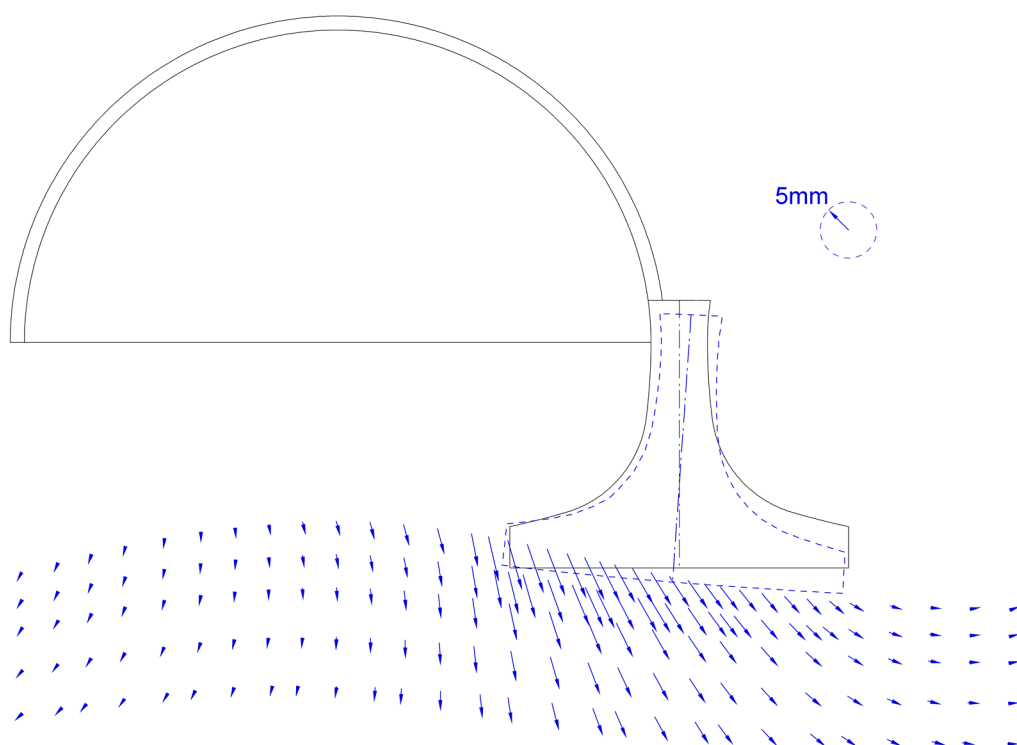


図 6.35 先進坑上半支保設置から上半掘削完了時までのピラー下部地盤の変位ベクトル[2/2]

ピラー底盤幅が 6.0m の場合には、本来の地盤挙動よりも抑制効果の方が小さく、先進坑掘削完了時のピラーの回転方向は時計回りとなるが、ピラー底盤幅が 3.0m の場合には、抑制効果が大きく、先進坑掘削完了時のピラーの回転方向は反時計回りになっている。このように、先進坑掘削完了時のピラー回転角がピラー底盤幅によって逆方向になる現象は、全く異なる挙動が生じているのではなく、掘削に伴う地盤の変位を一次支保とセンターピラーで抑制する効果の大小により生じていると考えられる。

ピラー下部地盤に発生する鉛直応力は、地盤の相対変位に大きく依存すると考えられ、図 6.36 に示した変位ベクトルが、鉛直応力と相関があると考えられる。したがって、ピラー下部地盤の鉛直応力は、ピラー幅によらず底盤の右端部よりも左端部の方が大きくなっているのは、矛盾した結果ではないと考えられる。図 6.25 等において、ピラー底盤幅が 6.0m の場合、ピラーの回転方向と下部地盤の鉛直応力の関係が、一見すると矛盾したような結果になっているのは、ピラーの回転角が地盤全体の変形を含んだ絶対変形量に基づくものであるためである。一次支保とピラーの効果によって回転しようとする相対的な回転方向と、ピラー下部地盤に発生する鉛直応力の関係は矛盾していない。

(a) ピラー幅 6.0m



(b) ピラー幅 3.0m

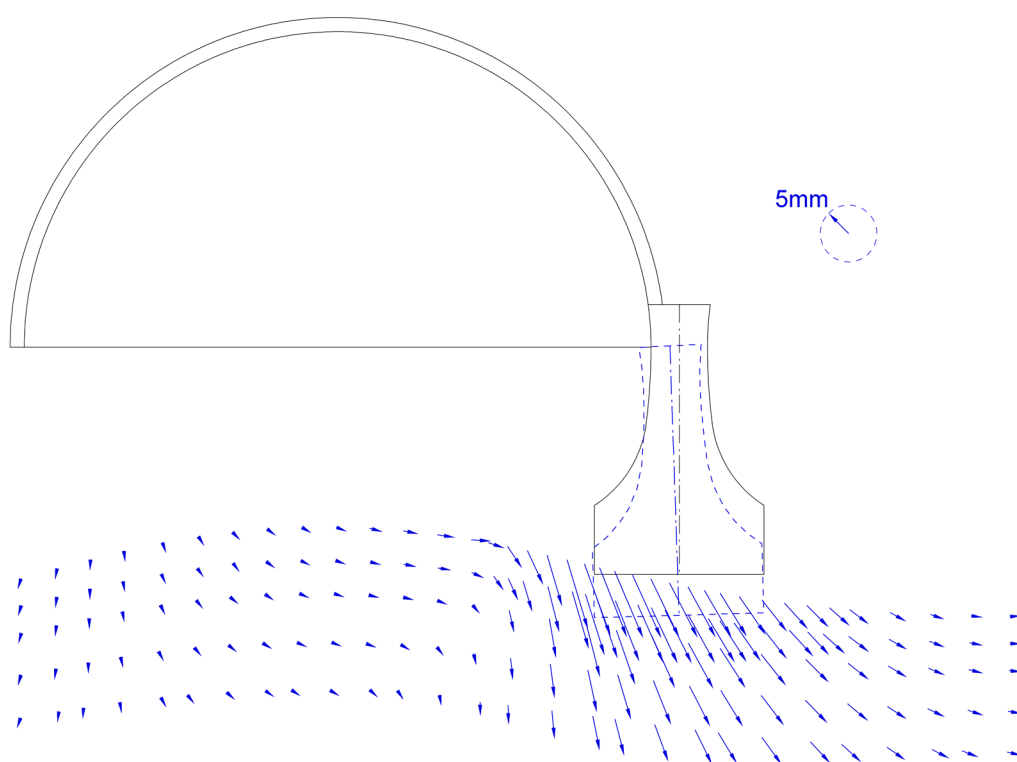


図 6.36 先進坑上半支保設置から上半掘削完了時までのピラー下部地盤の変位ベクトル
(無支保の変位ベクトルと支保有りの変位ベクトルの差分)

6.4 ピラー高さに関する検討

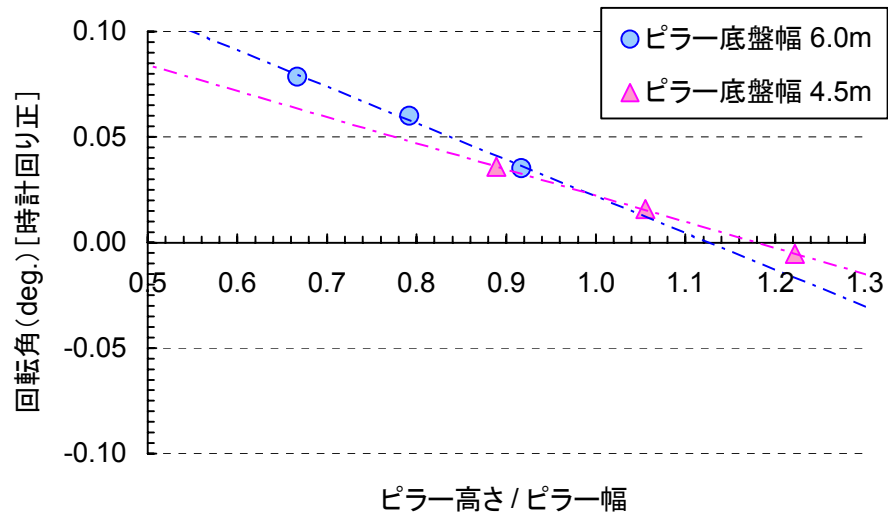
図 6.37 に、掘削段階ごとに整理したピラー高さと回転角の関係を示す。横軸については、ピラー高さをピラー底盤幅で除した無次元量を採用した。なお、土被りは、全て 1D である。

先進坑完了時には、ピラー底盤幅に対するピラー高さの比率が大きくなるほど、時計周り（後進坑側）に回転する角度が小さくなっている。ピラー底盤幅に対するピラー高さの比率と回転角の関係は直線で近似でき、ピラー幅によって若干勾配は異なっている。回転角が 0 になるのは、ピラー底盤幅に対するピラー高さの比率が 1.1～1.2 程度となっている。

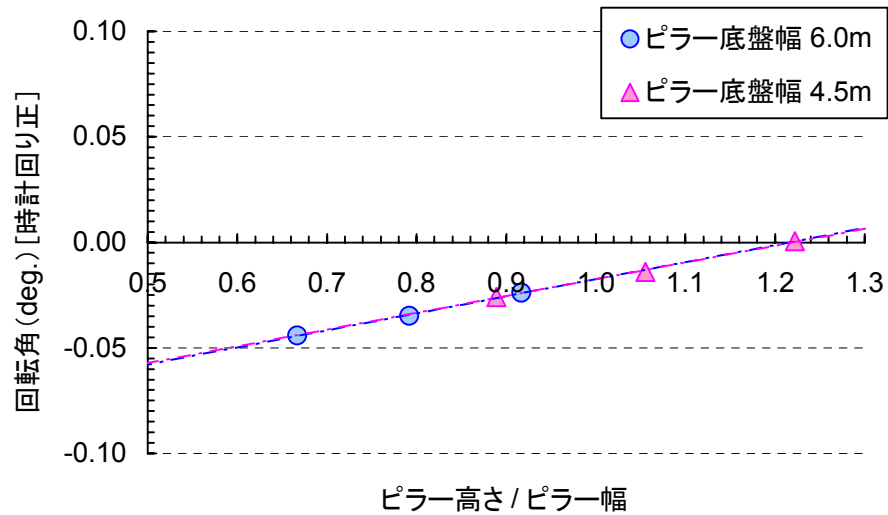
後進坑完了時の回転角から先進坑完了時の回転角を引いた後進坑掘削時の回転角増分については、全体的には先進坑掘削完了時と正反対の挙動をしており、ピラー底盤幅に対するピラー高さの比率が大きくなるほど、反時計周り（先進坑側）に回転する角度が小さくなっている。ピラー底盤幅に対するピラー高さの比率と回転角の関係は、ピラー幅に関わらず 1 本の直線で近似でき、先進坑掘削時とは傾向が異なっている。

後進坑完了時には、先進坑完了時よりも全体的に回転角は小さいものの、ピラー底盤幅に対するピラー高さの比率が大きくなるほど、時計周り（後進坑側）に回転する角度が小さくなっている。先進坑完了時と同様に、ピラー底盤幅に対するピラー高さの比率と回転角の関係は直線で近似でき、ピラー幅によって若干勾配は異なっている。また、先進坑完了時よりも全体的に回転角は小さいために、近似直線の勾配は小さくなっている。回転角が 0 になるのは、ピラー底盤幅に対するピラー高さの比率が 1.0～1.1 程度となっており、先進坑掘削完了時よりも小さくなっている。この比率は、初期側圧係数等の地盤条件や本坑の形状等の構造条件によって変化すると考えられるが、ピラー高さは、ピラー底盤幅に対して小さいよりも、同程度の方が回転角は小さくなると考えられる。したがって、地表面沈下を抑制するために、ピラー底盤幅を大きくするのであれば、ピラー高さも同じように高くし、ピラー底盤幅に対するピラー高さの比率が 1.0 程度にすることが望ましいと考えられる。

(a) 先進坑完了時



(b) 後進坑掘削時増分



(c) 後進坑完了時

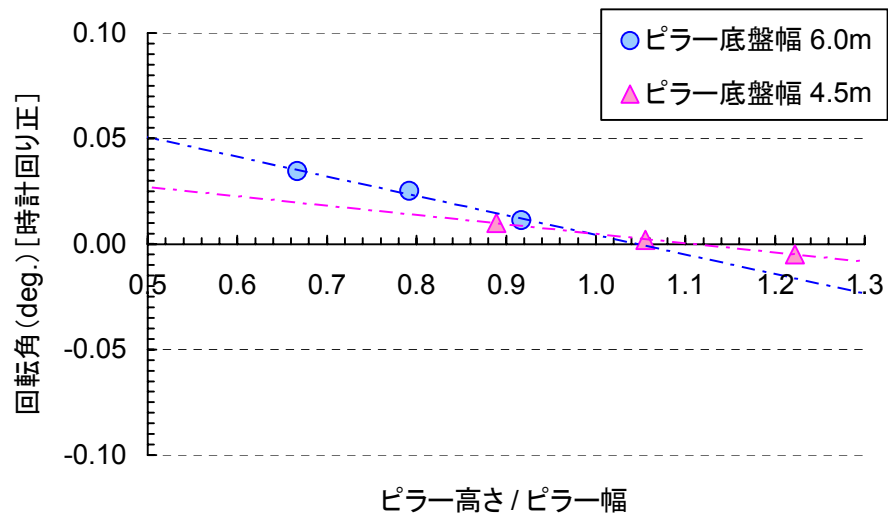


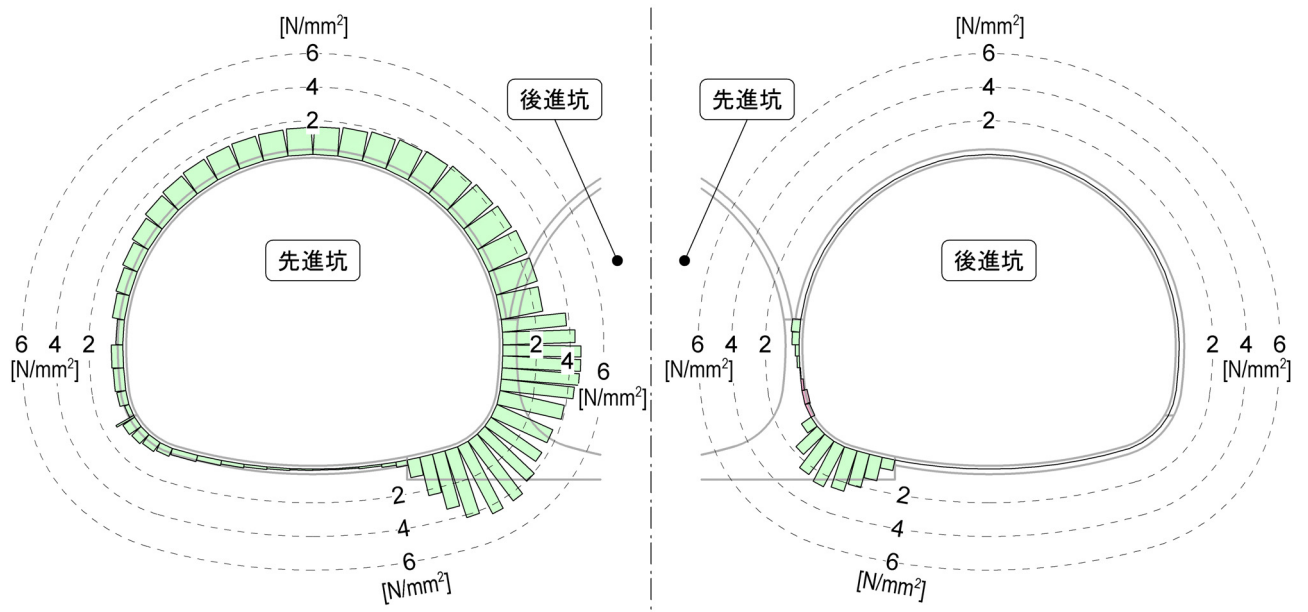
図 6.37 ピラー高さと回転角の関係(掘削段階ごとに整理)

6.5 ピラー壁厚に関する検討

図 6.38 に、ピラー壁厚 0.5m の場合におけるコンクリート周方向応力の分布図を示す。土被りは 1.0D、ピラー底盤幅は 6.0m である。ピラー壁厚が 1.0m の場合の図 6.16 と比較すると、一次支保の応力は同程度であるが、ピラー部の応力が異なっている。特に、ピラー壁部の応力が異なっており、ピラー壁厚が 0.5m の方が先進坑側と後進坑側の両方とも圧縮応力が大きくなっている。後進坑側では、ピラー壁厚が 1.0m の場合には、引張応力が発生していたが、ピラー壁厚が 0.5m になると、ほとんど引張応力は発生していない。ピラー壁厚が 0.5m の場合は、先進坑と後進坑の吹付けコンクリートの巻厚を足し合わせた厚さであるため、一次支保からピラーコンクリートにかけて軸剛性に大きな差異はない。しかしながら、ピラー部の応力度が一次支保よりも大きな応力が発生している。これは、一次支保の吹付けコンクリートが設置直後は弱材齢であり、ピラーコンクリートの剛性よりも剛性が小さいためである。したがって、鋼製支保工の応力は、一次支保よりもピラーの方が小さくなっている。インバートハンチ部の応力についても、ピラー壁部ほどの違いはないが、ピラー壁厚が 0.5m の方が大きな圧縮応力が発生している。この差異は、ピラー壁厚自体の違いよりも、ピラー底盤幅が同じであればピラー壁が薄くなればなるほど、ピラー底盤の左端がトンネルセンターに近くなり、掘削に伴って上方に変位しようとする挙動を捕らえやすくなったためであると推定される。

後進坑掘削完了時においても、先進坑掘削時と同様に、ピラー壁厚を小さくすることによる、ピラー壁部での応力増大が顕著である。ピラー壁厚を小さくしても、インバートハンチ部における圧縮応力度と同程度であり、壁部の安全性が問題となってピラー全体の安全性が損なわれるほどの応力度ではない。

(a) 先進坑掘削完了時



(b) 後進坑掘削完了時

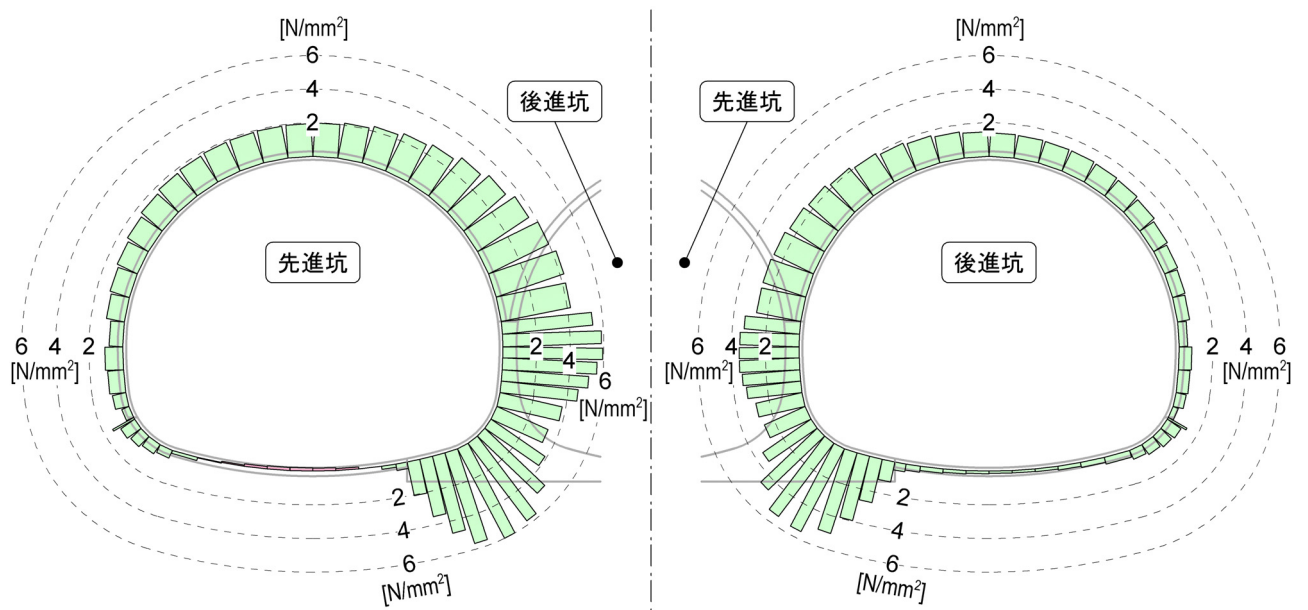


図 6.38 コンクリート周方向応力(土被り 1.0D, ピラー底盤幅 6.0m, ピラー壁厚 0.5m)

6.6 まとめ

前節までの検討の結果，ピラー底盤幅が大きくなると先行支保として機能が表れてくることが明らかとなった．したがって，めがねトンネルにおけるセンターピラーとは，従来から言われている基礎としての機能と先行支保（事前に設置された支保）として機能を併せ持つ構造物と定義できると考えられる．

合理的かつ効果的なセンターピラーの形状という観点から，本章の検討結果を以下にまとめる．

(1) ピラーの回転

- ・先進坑掘削時には，土被りによらず回転がほとんど生じないピラー底盤幅とピラー高さの組合せがある．
- ・後進坑掘削時には，先進坑掘削時と逆方向に回転する傾向がある．後進坑掘削完了時に回転角が0になるピラー底盤幅とピラー高さの組合せは，土被りに依存する．
- ・ピラーの設計においては，なるべくピラーの変形が小さくなるような形状を採用することは，施工管理上，覆工コンクリートの巻厚やトンネル必要内空を確保するために有利であると考えられる．

(2) 地表面沈下量

- ・地表面沈下量は，ピラー底盤幅に依存し，ピラー幅が大きくなるほど沈下量は小さくなる．
- ・先進坑掘削時の沈下量増分よりも，後進坑沈下増分の方が大きい．また，ピラーによる抑制効果は，先進坑掘削時よりも後進坑掘削時の方が顕著である．
- ・1本導坑方式のめがねトンネルを採用した本章の解析では，ピラー底盤幅を大きくすることによるピラー自身の沈下抑制効果に比べると，地表面沈下の抑制効果は小さくなっている．
- ・めがねトンネルにおける掘削時の地表面沈下を抑制するためには，ピラー底盤幅を大きくすることに加えて，ピラーと反対側の支保脚部の沈下を抑制することが必要である．

(3) 支保応力

- ・ピラー底盤幅が大きくなると，ピラー部におけるトンネル周方向応力の分布形状が大きく異なってくる．特に，インバートハンチ部の周方向応力が大きくなる傾向が顕著である．これは，剛体基礎としての機能の他に，先行支保としての機能が現れているためと考えられる．
- ・ピラー底盤幅が大きくなると，先進坑掘削時に後進坑側の壁面に引張応力が発生する．

したがって、支保の安全性を確保するために、補強鋼材を配置する必要がある。

- ・ピラー壁厚については、最低限先進坑と後進坑の一次支保厚を合算した厚さがあれば、支保の安全性は確保される。

(4) ピラー下部地盤の鉛直応力

- ・ピラー底盤幅が大きくなると、ピラーの先行支保としての効果が表れ、底盤中央部の鉛直応力は減少するが、ピラー両脇の鉛直応力はあまり減少しない。したがって、ピラー下部地盤に必要とされる地耐力の最大値は大きくは低減されない。
- ・一般的なピラー下部の地耐力の設計では、全土圧やゆるみ土圧からピラー壁部に作用する荷重を推定し、その作用荷重をピラー底盤幅で除することによって、ピラー下部地盤の鉛直応力を算出している。ピラー底盤幅が大きくなると、このようにして推定した地盤の鉛直応力と実際に発生すると予測される鉛直応力の差異が大きくなり、危険側の設計となる可能性が高い。
- ・合理的に地耐力を確保するためには、ピラー底盤幅に応じて、底盤の左右端部を重点的に対策する必要がある。

参考文献

- 1) 青木宏一，上村正人，河原幸弘，中川浩二：わが国におけるめがねトンネルの現状，トンネル工学研究論文・報告集，第 10 巻，pp.161-166，2000.
- 2) Itasca Consulting Group, Inc.: Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions (FLAC^{3D} Version 3.1), 2006.
- 3) 例えば，赤井浩一：土質力学，朝倉書店，pp.220-222，1980.

第7章 結論

本研究の結論を以下にまとめる．

第1章では，本研究の背景や目的について概説し，本論文の構成を記した．

第2章では，めがねトンネルに関する既往の研究について整理し，センターピラーの掘削時挙動の特徴や，既往の解析的検討における問題点等を明らかにした．その結果，以下のような知見が得られた．

- ①めがねトンネルは低土被りのトンネルが大半であることもあり，先進坑掘削時にトンネルの内空変位は拡大傾向にある事例が多い．その場合，センターピラーは後進坑側に傾斜するが，ピラー底盤の土圧は，先進坑側よりも後進坑側の方が大きくなる事例と，一見矛盾しているように思われるが，後進坑側よりも先進坑側の方が大きくなる事例があり，相反するような現象が見られた．このように，ピラーの傾斜方向が同一であっても，ピラーに発生する応力状態や底盤土圧の分布状況が大きく異なる現象が見られた．
- ②めがねトンネルの施工方法は非常に複雑であるため，FEM 解析等を用いた解析的手法により，事前に十分な予測を行った上で掘削を行うことが重要であると認識されている．しかしながら，通常の単一トンネルよりも三次元的な挙動が卓越すると想定されるにもかかわらず，現状では掘削解放率を用いた二次元 FEM 解析で検討されている事例がほとんどである．
- ③種々の計測結果から，後進坑掘削時において，先進坑の中央導坑側脚部の支保応力が大幅に増大する傾向があることが判明している．また，後進坑よりも先進坑の方が大きな支保応力が発生する傾向がある．しかしながら，二次元 FEM 解析においては，後進坑掘削時に先進坑の脚部の支保応力が大幅に増大する現象は再現できておらず，後進坑掘削完了時には先進坑と後進坑の支保応力は同等になる結果となっている．このように，特に後進坑掘削時の挙動の再現性は，現状では十分ではないと考えられる．

第3章では，4 連めがねトンネルという非常に特殊なめがねトンネルを対象として，複雑な施工過程を出来る限り忠実に再現した三次元解析を実施し，施工前に地盤の安定性や支保の安全性について検討を行った．以下に，結論をまとめる．

- ①トンネル直上の地表面沈下量は，二次元解析と比較すると，50～80%程度の沈下量となった．また，トンネルの天端沈下に関しては，二次元解析よりも 1.3～2.0 倍程度大

きな沈下量が発生している。二次元解析では、掘削解放率の設定に難があることを勘案すると、三次元解析の予測値の方が信頼性は高いと考えられる。

- ②①のように、天端沈下は二次元解析よりも三次元解析の方が大きくなる傾向があることと同義であるが、三次元解析はトンネル掘削において支保が負担する荷重を二次元解析よりも大きく予測する傾向がある。
- ③施工過程を出来る限り忠実に再現した三次元解析を実施することによって、新たな対策工を必要とする箇所があることも判明したが、基本的には、仮定した掘削手順で施工可能であると判断した。

第 4 章では、数値解析に基づくセンターピラーの設計およびセンターピラー天端部の安全性に着目した地震時検討について述べた。以下に、結論をまとめる。

- ①平均的なピラー壁厚の 1/2 程度しかないピラーでも、トンネル掘削時の支保の安全性は確保することができる。
- ②ただし、ピラー底盤部や先進坑掘削時の後進坑側壁面には引張応力が発生するため、一次支保と同程度の補強鋼材が必要である。
- ③地震時の安全性については、ピラー底盤部とピラー壁部に補強鋼材を配置することに加えて、ピラー壁部の鋼製支保工とアーチ部（一次支保）の鋼製支保工を高力ボルトで接続する程度の対策で確保することが可能である。

第 5 章では、4 連めがねトンネルの施工時の計測結果と予測解析結果とを比較することによって、センターピラーの挙動を分析した。また、予測解析において再現できていない挙動を抽出し、解析上の問題点について論じた。その結果、以下のような知見が得られた。

- ①先進坑掘削時には、計測結果では先進坑直上の地表面沈下量が卓越しており、三次元解析結果でも同様の分布傾向が再現できている。一方、沈下量に関しては、周辺地盤の変形係数を正確に評価すれば、同程度の沈下量になる断面もあるが、切羽安定を目的とした鏡ボルトを評価していない等の理由により、解析結果が計測結果の 2 倍程度の値となっている断面もある。
- ②後進坑掘削完了時には、計測結果では、先進坑直上の地表面沈下量と後進坑直上の地表面沈下量は同程度になっている。一方、予測解析では、下半掘削に伴って地表面が隆起する現象が生じていることもあり、計測結果の再現性は悪い。
- ③トンネルの掘削に伴ってピラーはトンネル外側に傾斜する。その際、ピラー下部地盤の鉛直ひずみは倒れた先のトンネル外側よりも内側のひずみの方が大きくなっている。このことから、トンネル掘削に伴ってピラーが傾斜する要因は、ピラー上方地山の荷

重が上半支保を介して伝わる影響と、トンネル下部地盤がトンネル掘削によって上方に変位することによる影響の両方があると推定される。

- ④支保応力に関して、先進坑掘削時については、解析結果は計測結果をほぼ再現できている。しかし、後進坑掘削時については、先進坑支保の脚部が顕著に増大するような計測結果となっているが、そのような現象を予測解析では表現できていない。
- ⑤ピラー壁部の応力に関して、先進坑掘削時については、先進坑側の圧縮応力が最も大きく、後進坑側ほど小さくなっていくような計測結果となっており、解析結果は計測結果ほぼ再現できている。しかし、後進坑掘削時については、ピラーの先進坑側、後進坑側を問わずに急激に応力が増加しているが、予測解析では再現できていない。
- ⑥先進坑掘削時においてピラーが負担する荷重は、計測結果によると、地山のアーチ効果によって全土被り高さ相当の荷重よりも小さくなっており、解析によってほぼ再現できている。一方、後進坑掘削時においてピラーが負担する荷重は、計測結果によると全土被り高さ相当の荷重であるのに対して、解析では地山のアーチ効果が発揮されているような結果となっている。このように、先進坑掘削時と後進坑掘削時で、大きく挙動が変化しているが、三次元解析は後進坑掘削時の挙動を表現できていない。

さらに、明らかとなった現状の解析手法における問題点の中で、後進坑掘削時の支保応力の発生状況を改善するため、吹付けコンクリートの材齢による弾性係数の変化、および、滑りや剥離といった支保と地山間の境界面における挙動を再現できる三次元逐次掘削解析を実施した。以下に、得られた知見と今後の課題を列挙する。

- ①吹付けコンクリートの材齢による弾性係数の変化、および支保と地山間の境界面における滑りを考慮することにより、めがねトンネルという複雑な施工過程における支保応力の変化を妥当な精度で表現することが可能となった。
- ②吹付けコンクリートの材齢による弾性係数の変化を考慮することにより、支保部材を構成する吹付けコンクリートと鋼製支保工の掘削荷重の負担割合を適切に評価できるようになった。また、後進坑掘削時において、先進坑支保と後進坑支保の掘削荷重の負担割合も適切に評価できるようになった。
- ③支保と地山間の滑りを考慮することにより、掘削に伴う荷重を支保と地山が負担する比率を従来手法よりも改善できた。
- ④本章で提案した解析手法の妥当性を高めるためには、実際の施工において、吹付けコンクリートと地山の境界面における滑りの有無および境界面の摩擦係数を確認する必要がある。

第6章では、第5章で試行した新たな解析手法を用いて、めがねトンネルにおけるセンターピラーの果たす役割や掘削時挙動のメカニズムについて明らかにした。さらに、合理的かつ効果的なセンターピラーの形状についても検討した。以下に、得られた知見と今後の課題を列挙する。

- ①めがねトンネルにおけるセンターピラーは、従来から言われている基礎としての機能と先行支保（事前に設置された支保）として機能を併せ持つ構造物である。
- ②センターピラーの先行支保としての機能は、ピラー底盤幅が大きくなるほど顕著に表れる。
- ③先進坑完了時や後進坑完了時において、ピラーの回転がほとんど生じないピラー底盤幅とピラー高さの組合せが存在する。ピラーの設計においては、なるべくピラーの変形が小さくなるような形状を採用することは、施工管理上、覆工コンクリートの巻厚やトンネル必要内空を確保するために有利となる。
- ④ピラーの回転については、ピラーや支保のない条件下におけるピラー位置の地盤の変形（ピラー下部地盤の隆起）に起因するものと、支保とピラーによる変形抑制に起因するものとに分けて考えると、ピラー下部の地盤応力は、後者に起因する回転により生じていると考えられる。支保とピラーによる変形抑制に起因する回転方向とピラー下部の地盤応力の分布形状との関係は矛盾した結果となっておらず、回転した方向の下部地盤の鉛直応力が大きくなっている。
- ⑤地表面沈下量は、ピラー底盤幅に依存し、ピラー幅が大きくなるほど沈下量は小さくなる。また、ピラー底盤幅を大きくすることによる抑制効果は、先進坑掘削時よりも後進坑掘削時の方が顕著である。ただし、ピラー底盤幅を大きくすることによるピラー自身の沈下抑制効果に比べると、地表面沈下の抑制効果は小さくなっている。ピラーの機能を最大限に発揮して地表面沈下を抑制するためには、ピラー底盤幅を大きくすることに加えて、ピラーと反対側の支保脚部の沈下を抑制することが必要である。
- ⑥ピラー底盤幅が大きくなると、ピラー部におけるトンネル周方向応力の分布形状が大きく変化し、インバートハンチ部の周方向応力が大きくなる傾向が顕著である。また、ピラー底盤幅が大きくなると、先進坑掘削時にピラー壁部の曲げモーメントが大きくなり、後進坑側の壁面には引張応力が発生する。これは、剛体基礎としての機能の他に、先行支保としての機能が表れているためである。
- ⑦ピラー壁厚については、最低限先進坑と後進坑の一次支保厚を合算した厚さがあれば、支保の安全性は確保される。したがって、過去の施工実績による平均的なピラー壁厚よりも、半分以下に低減することが可能である。
- ⑧ピラー底盤幅が大きくなると、ピラーの先行支保としての効果が表れ、底盤中央部の

鉛直応力は減少するが、ピラー両脇の鉛直応力はあまり減少しない。したがって、ピラー下部地盤に必要とされる地耐力の最大値は大きくは低減されない。合理的に地耐力を確保するためには、ピラー底盤幅に応じて、底盤の左右端部を重点的に対策する必要がある。なお、本章では、ピラー下部地盤の応力発生メカニズムを明らかにしたが、支持力の算定手法を提案するには至っていない。ピラー幅が大きくなると、ピラーの先行支保としての機能が卓越するようになるため、一般的に用いられている支持力公式を用いるのは不適切であると考えられる。今後、合理的なめがねトンネルの設計を行うためには、新たな支持力の検討手法を開発する必要があると考えられる。

- ⑨本章では、めがねトンネルが施工される標準的な地盤を想定した 1 種類の物性値を用いて検討を行っており、地盤物性値の差異については評価していない。実際の施工において対象とする地盤が多種多様であることを勘案すると、合理的かつ効果的なセンターピラーの設計を行うためには、今後、地盤条件の差異がセンターピラーの挙動に及ぼす影響についても検討する必要があると考えられる。
- ⑩本章では、複雑な三次元解析を用いて検討を行った。合理的なめがねトンネルの設計を行うために、多大な労力を必要とする三次元解析を設計段階で適用することは現実的ではないと考えられるので、本章で用いた三次元解析と同様の結果が得られる二次元解析手法を開発する必要がある。

謝 辞

本論文は、京都大学大学院工学研究科博士後期過程において、京都大学大学院工学研究科教授 田村武先生の御指導のもと取りまとめさせていただいたものです。田村先生には、入学を快く受け入れていただくとともに、本論文の方向性について貴重な御助言を賜りました。また、先生が東京に出張で来られた時にも貴重な時間を割いていただいて、終始丁寧な御指導を賜りました。心から感謝の意を表したいと存じます。

京都大学名誉教授 足立紀尚先生には、学生時代に地盤工学の基礎を教えていただき、トンネル工学に興味を持つきっかけを作っていただきました。先生の研究室に在籍し、数多くの経験を積めたことは、私の誇りでもあります。さらに、本研究を行うきっかけとなったのも先生の一言でした。足立先生には、この場を借りて心から感謝の意を表したいと存じます。また、足立先生が委員長をされていた第二京阪4連めがねトンネル施工検討委員会の方々には、数多くの貴重な意見を頂きました。ここに深く感謝いたします。

京都大学工学研究科教授 朝倉俊弘先生には、論文を審査していただき、貴重な御意見を頂きました。心より感謝いたします。

京都大学産官学連携センター教授 木村亮先生には、卒業論文と修士論文に続いて、本論文も審査していただき、貴重な御意見を頂きました。ここに深く感謝いたします。

大成建設(株)技術センター地盤・岩盤研究室地盤力学チーム 青木智幸チームリーダーには、本研究を進めるにあたって格別の御配慮をしていただきました。また、研究に行き詰まった時には、適切な御助言をいただきました。心より感謝いたします。

大成建設(株)技術センター 末岡徹副センター長ならびに今村聡研究所長には、論文作成にあたって、これ以上ない環境を整えていただきました。ここに厚く感謝いたします。

大成建設(株)土木設計部 坪根康雄部長ならびに大成建設(株)国際支店ボスプラス海峡横断鉄道工事 岩野政浩所長には、論文作成にあたり御配慮をいただき、励ましていただきました。ここに深く感謝いたします。

大成建設(株)関西支店 白川賢志部長、大成建設(株)関西支店第二京阪小路トンネル工事作業所 足達康軌所長ならびに大島基義課長には、本研究に従事する機会を与えていただきました。小路トンネルの施工に携われたことが本研究の始まりであり、作業所の方々の努力による素晴らしい施工のおかげで、本論文をまとめることができました。心より感謝いたします。特に、大島基義氏には、同期入社ということもあり、数多くの無理難題に対処して頂きました。深く感謝いたします。

西日本高速道路(株)関西支社の方々には、本研究を行う機会を与えていただくとともに、現場の計測データを用いることに、御配慮を頂きました。心より感謝いたします。

大成建設(株)東京支店早川土木作業所 林成浩氏および大成建設(株)札幌支店京極地下

発電所共同企業体工事作業所 松村謙治氏には，本論文の解析で多大なる協力を頂きました．心より謝意を表します．また，大成建設(株)技術センター地盤・岩盤研究室地盤力学チーム 坂井一雄氏が社内業務を迅速に進めてくれたおかげで，本研究に没頭する時間を作ることが出来ました．深く感謝いたします．

大成建設(株)技術センター地盤・岩盤研究室の方々ならびに大成建設(株)土木設計部トンネル地下設計室の方々には，多くの協力と貴重な意見をいただきました．深く感謝いたします．

最後に，終始私を支えてくれた妻奈実，その笑顔で癒してくれた娘葉月，常に応援してくれた両親，そして生きていれば論文の完成を心から喜んでくれたであろう祖父母に感謝いたします．